



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και μόνωση βιομηχανικού κτιρίου από χάλυβα με γερανογέφυρες



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θωμάς Δ. Αγάτσας

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Δεκέμβριος 2014

EMK ΔΕ 2014/12

Αγάτσας Θ. Δ. (2014).
Σχεδιασμός και μόρφωση βιομηχανικού κτιρίου από χάλυβα με γερανογέφυρες
Διπλωματική Εργασία EMK ΔΕ 2014/12
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Agatsas T. D.(2014).
Design and molding of a steel industrial building with bridgecranes
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2014/12
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Περιγραφή του κτιρίου	6
1.3 Υλικά κατασκευής	9
1.4 Στοιχεία του κτιρίου	10
1.4.1 Κύριοι φορείς	10
1.4.2 Τεγίδες	10
1.4.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	11
1.4.4 Κεφαλοδοκός	12
1.4.5 Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	13
1.4.6 Μετωπικοί στύλοι	13
1.4.7 Μηκίδες	14
1.4.8 Επικάλυψη	15
1.4.9 Γερανογέφυρα	17
2 Γερανογέφυρες και δοκοί κύλισης	19
2.1 Γερανογέφυρα –Γενικά	19
2.2 Φορτία γερανογεφυρών	20
2.2.1 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m	24
2.2.2 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 10,00m	32
2.3 Διαστασιολόγηση δοκών κυλίσεως των γερανογεφυρών	39
2.3.1 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m	39
2.3.2 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 10,00m	47
3 Δράσεις επί τις κατασκευής	56
3.1 Εισαγωγή	56
3.2 Μόνιμες δράσεις	56
3.3 Μεταβλητές δράσεις	57
3.3.1 Φορτίο χιονιού	57
3.3.2 Δράσεις ανέμου	61
3.3.3 Σεισμικές δράσεις	68
3.4 Συνδυασμοί δράσεων	73
3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)	74
3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)	75
3.4.3 Συνδυασμοί δράσεων μεταλλικού κτιρίου	75
4 Διαστασιολόγηση μελών	79
4.1 Υποστυλώματα	79
4.2 Ζυγώματα	83
4.2.1 Για το ζύγωμα κλίσης 4,5°	83
4.2.2 Για το ζύγωμα κλίσης 6°	87
4.3 Κεφαλοδοκός	91
4.4 Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας	96
4.5 Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας	99
4.6 Μετωπικός στύλος	101
4.7 Τεγίδες	102

4.7.1	Για κλίση στέγης $\varphi=4,5^\circ$	102
4.7.2	Για κλίση στέγης $\varphi=6^\circ$	106
4.8	Μηκίδες	109
4.8.1	Πλαϊνή μηκίδα.....	109
4.8.2	Μετωπική μηκίδα.....	111
4.9	Πρόβολοι στήριξης δοκών κυλίσεως	112
5	Έλεγχος βελών.....	114
5.1	Γενικά	114
5.2	Έλεγχος βελών	114
6	Συνδέσεις	116
6.1	Σύνδεση ζυγμάτων	116
6.2	Σύνδεση ζυγώματος ΙΡΕ 330- υποστυλώματος.....	118
6.3	Σύνδεση ζυγώματος ΙΡΕ 300- υποστυλώματος.....	119
6.4	Έδραση υποστυλώματος	120
6.5	Σύνδεση προβόλων- υποστυλώματος.....	121
7	Βιβλιογραφία	124

**Σχεδιασμός και μόρφωση βιομηχανικού κτιρίου από χάλυβα με
γερανογέφυρες**

Αγάτσας Θ. Δ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι η μόρφωση και η διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού κτιρίου με μεταλλικό φέροντα σκελετό, στο εσωτερικό του οποίου λειτουργούν, σε παράλληλη διάταξη, δύο γερανογέφυρες. Το κτίριο είναι διαστάσεων 24,40m x 24m, και προβλέπεται να στεγάσει μια βιοτεχνία κατασκευής αμαξωμάτων βαρέων οχημάτων.

Στα κεφάλαια που ακολουθούν γίνεται μία περιγραφή της αρχιτεκτονικής λύσης, αναπτύσσεται η φιλοσοφία της μόρφωσης του στατικού προσομοιώματος και παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση του φέροντα οργανισμού. Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στην διαστασιολόγηση των δύο γερανογεφυρών καθώς και στα φορτία ανέμου και χιονιού.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες, με τη χρήση του υπολογιστικού προγράμματος Scia Engineer version 14. Τέλος, στη μελέτη περιλαμβάνεται και ο λεπτομερής υπολογισμός ορισμένων συνδέσεων του μεταλλικού σκελετού.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2014/12

Design and molding of a steel industrial building with bridgecranes

Agatsas T. D. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The subject of this thesis is the molding and dimensioning of a steel industrial building, which includes two bridgecranes, in parallel provision. The building with dimensions 24,40m by 24m is to be used as a manufacturing enterprise of bodies for heavy vehicles.

In the following chapters a description of architecture requirements is taking place, the philosophy of a static model's molding is developed, and the dimensioning of the steel structure is presented. Special emphasis is given to the dimensioning of the two bridgecranes as well as to load of wind and snow.

The analysis and dimensioning of the building is based on the Eurocodes and its study is accomplished through the use of the commercial program Scia Engineer version 14. Finally, a detailed calculation of some connections regarding the steel members is provided.

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση αυτής της διπλωματικής εργασίας ολοκληρώνεται ο κύκλος των προπτυχιακών σπουδών μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Η εργασία αυτή αναμφίβολα χρειάστηκε τον συνδυασμό γνώσεων που αποκτήθηκαν σε όλη την διάρκεια των σπουδών, αλλά φυσικά καθοριστικό ρόλο έπαιξε η καθοδήγηση του υπεύθυνου καθηγητή και των συνεργατών του.

Θέλω , λοιπόν, να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον κύριο Τάσο Αβραάμ ως υπεύθυνο καθηγητή για τις συμβουλές και την καθοδήγηση του. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Αντρέα Σπηλιόπουλο που με περίσσεια υπομονή βοήθησε στην λύση της όποιας απορίας προέκυψε. Δεν θα ήθελα να παραλείψω την σημαντική βοήθεια της κυρίας Μαρίας Ελένης Δασίου.

Τέλος , θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου , τους συμφοιτητές μου και ιδιαίτερα ένα κοντινό μου πρόσωπο για την πολύτιμη στήριξη τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η χρήση μεταλλικών κτιρίων από χάλυβα έχει πλέον καθιερωθεί τόσο στον βιομηχανικό τομέα όσο και στην κατασκευή κατοικιών πιο πρόσφατα. Τα οφέλη της μεταλλικής κατασκευής καθώς και η ραγδαία εξέλιξη των τεχνολογιών που σχετίζονται μ' αυτήν, την καθιστούν σε πολλές περιπτώσεις ιδανική λύση.

Κάποια από τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κτιρίων παρατίθενται παρακάτω:

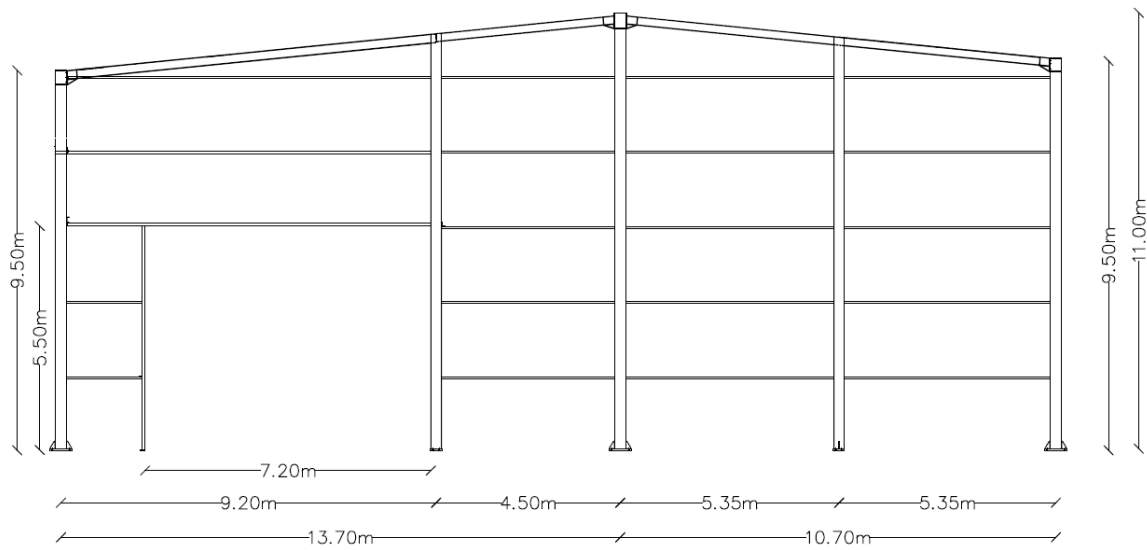
1. η δυνατότητα στέγασης μεγάλων ανοιγμάτων και οι σχετικά μικρές διαστάσεις των υποστυλωμάτων προσφέρουν εσωτερικούς χώρους μεγάλης επιφάνειας , με ευελιξία στη διαμόρφωση και την διαρρύθμισή τους,
2. η ταχύτητα κατασκευής, με επαρκή συντονισμό, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης εκσκαφών , της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς , μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά,
3. το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του,
4. η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων , εφόσον απαιτηθεί,
5. το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις,
6. η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα,
7. τέλος , η ευκολία στην επέκταση και επαναδιαμόρφωση χώρου καθώς ο σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής είναι ιδιαίτερα ευέλικτος με τα σύγχρονα εξελιγμένα στατικά προγράμματα.

Από την άλλη, κάποια μειονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μεταλλικά κτίρια είναι τα εξής:

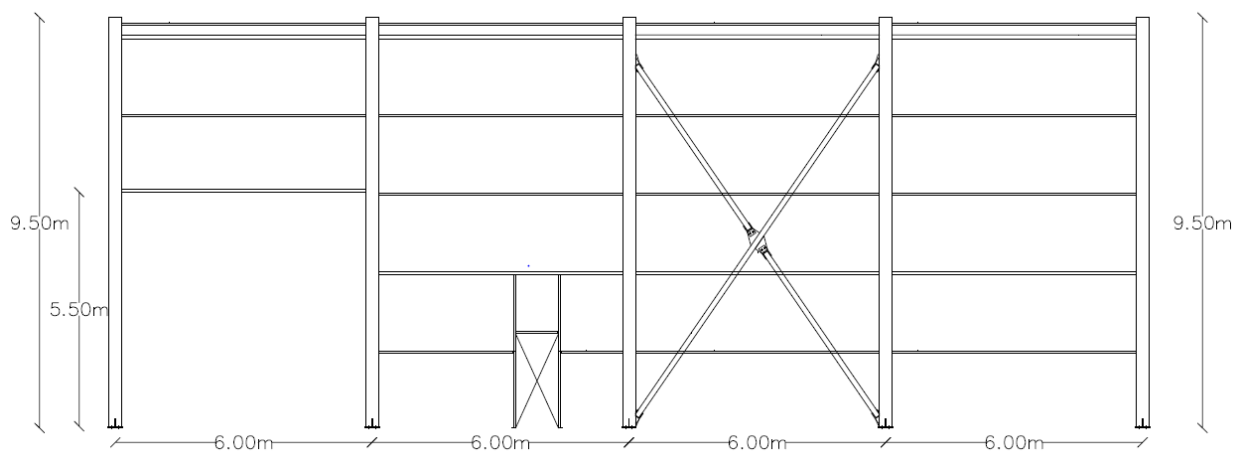
1. η ευαισθησία στην διάβρωση και την πυρκαγιά,
2. το σχετικά μεγάλο κόστος μελέτης,
3. οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων,
4. η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.

1.2 Περιγραφή του κτιρίου

Το μεταλλικό κτίριο που μελετήσαμε είναι ένα μονώροφο κτίριο διαστάσεων, μήκος επί πλάτος, 24,40m επί 24,00m και συνολικής επιφάνειας 585,60m². Το ύψος του κτιρίου είναι 9,50m στο χαμηλότερο σημείο και 11,00m στο υψηλότερο σημείο (κορφιάς).

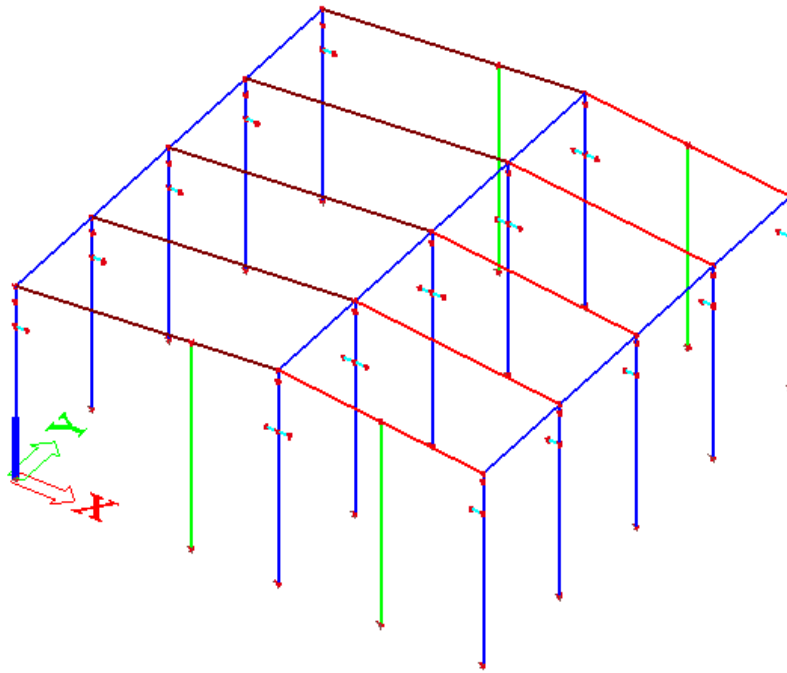


Σχήμα 1.1: Όψη μετωπικά του κτιρίου



Σχήμα 1.2: Όψη πλάγια του κτιρίου

Οι χωροταξικές απαιτήσεις οδήγησαν στη δημιουργία του παραπάνω αρχιτεκτονικού μοντέλου, το οποίο διαθέτει ασύμμετρη στέγη, στην προσπάθεια να διαμορφωθούν τα παραπάνω ανοίγματα.



Σχήμα 1.3: Τρισδιάστατη άποψη κτιρίου

Ο σκελετός του κτιρίου απαρτίζεται από 5 πλαίσια. Τα τρία εσωτερικά πλαίσια διαθέτουν από τρία υποστυλώματα, ενώ στα ακραία έχουν τοποθετηθεί επιπλέον από δύο μετωπικοί στύλοι για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου. Η κλίση της στέγης από την μία πλευρά είναι 4° ενώ από την άλλη 6° . Τα πλαίσια τα οποία είναι διατεταγμένα κάθε 6m και έχουν άνοιγμα 24,40m αποτελούνται από ολόσωμα υποστυλώματα και ζυγώματα.

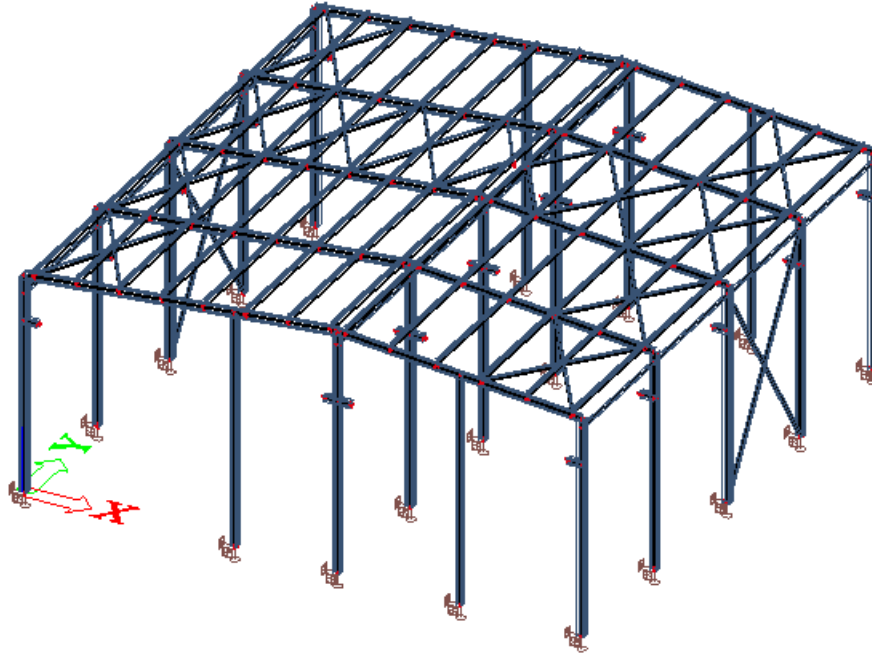
Σε κάποιο εσωτερικό φάτνωμα έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι και οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων, ενώ οριζόντιοι σύνδεσμοι υπάρχουν τμηματικά κατά μήκος όλης της στέγης για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Τοποθετήθηκε επίσης κεφαλοδοκός στο ύψος των 9,00m, η οποία συνδέει τα υποστυλώματα στην κάθετη διεύθυνση του επιπέδου των κύριων φορέων.

Μηκίδες ανά 1,84m και τεγίδες ανά 1,86m στην πλευρά στέγης με τις 4° και ανά 2,00m στην πλευρά με τις 6° , οι οποίες διατρέχουν τις πλευρικές όψεις και την στέγη αντίστοιχα για την παραλαβή των φορτίων κυρίως από τα φύλλα επικάλυψης, την ανεμοπίεση και το χιόνι. Στα ακραία πλαίσια η στήριξη των μηκίδων γίνεται με την βοήθεια των μετωπικών στύλων.

Τέλος, στο εσωτερικό του κτιρίου λειτουργούν δύο γερανογέφυρες σε παράλληλη διάταξη μεταξύ τους με ανυψωτική ικανότητα 10t και 5t αντίστοιχα. Οι γερανογέφυρες είναι τοποθετημένες στο ύψος των 8,00m και κινούνται πάνω σε δυναμικά υπολογισμένες δοκούς κυλίσεως.

Εκτενέστερη αναφορά στα επιμέρους στοιχεία του κτιρίου γίνεται στην συνέχεια του κεφαλαίου.



Σχήμα 1.4: Τρισδιάστατη άποψη του κτιρίου

1.3 Υλικά κατασκευής

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός του χαλύβδινου κτιρίου. Είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως ο άνθρακας (C), μαγγάνιο (Mn), πυρίτιο (Si), νικέλιο (Ni), χαλκός (Cu), χρώμιο (Cr), μολυβδαίνιο (Mo), βανάδιο (V), ζιρκόνιο (Zr), θείο (S), φώσφορος (P), κλπ., ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, ολκιμότητα κλπ.), μικρή δε μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στην δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,70%, οι συνήθεις δε δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Για την κατασκευή του μεταλλικού κτιρίου της παρούσας διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας S235 ($f_y=235\text{Mpa}$).

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα, τα οποία του προσδίδουν το χαρακτηριστικό του πλέον ευέλικτου και ίσως του καλύτερου σήμερα δομικού υλικού, είναι τα εξής:

1. Μεγάλη αντοχή (λεπτότερες διατομές, μείωση των ίδιων βαρών του φέροντα οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού κλπ.)
2. Ομοιογένεια υλικού (σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού)
3. Μονιμότητα (εξασφάλιση απεριόριστης διάρκειας ζωής της κατασκευής με την κατάλληλη συντήρηση)
4. Ελαστικότητα (ελαστική συμπεριφορά του χάλυβα μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις)
5. Ολκιμότητα (ο χάλυβας υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί)

6. Ευχέρεια διάνοιξης οπών για την διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων εγκαταστάσεων
7. Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του, ευκολία ενίσχυσης υπάρχουσών κατασκευών, ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή.

1.4 Στοιχεία του κτιρίου

1.4.1 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια , που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν την δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδό τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών).Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ αυτών) πρέπει να έχουν την δυνατότητα παραλαβής ροπών. Όταν το κριτήριο μόρφωσης είναι η οικονομικότητα της λύσης , συνήθως η βέλτιστη απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων είναι ίση ή λίγο μεγαλύτερη από 6,0m.Βεβαίως η ακριβής τιμή της παραπάνω βέλτιστης απόστασης μεταβάλλεται ανάλογα με τα ειδικά δεδομένα κάθε περίπτωσης (όπως το ύψος του κτιρίου, η μορφή των κύριων φορέων, το σχετικό μέγεθος των διάφορων φορτίων) αλλά και με τη σχέση κόστους πρώτης ύλης και εργατοώρας, παραμένοντας όμως πάντοτε στην πιο πάνω περιοχή (6,0m έως 6,50m).Στην περίπτωση του μεταλλικού κτιρίου που εξετάζουμε η απόσταση μεταξύ των πλαισίων έχει επιλεγεί στα 6,0m.

Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, ή δικτυωτά. Στο υπό μελέτη κτίριο επιλέχθηκαν κύρια αμφίπακτα υποστυλώματα σταθερής διατομής HEA 260 και μετωπικοί στύλοι σταθερής διατομής HEA 200 (και στις δύο περιπτώσεις ολόσωμα υποστυλώματα).Για τα ζυγώματα τοποθετήθηκαν οι σταθερές διατομές IPE 300 στην πλευρά της στέγης με κλίση 6° και IPE 330 στην πλευρά της στέγης με κλίση 4°.

Γενικά για τα υποστυλώματα επιλέχθηκε η διατομή διπλού ταυ, διότι όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από τον ουδέτερο άξονα τόσο καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζει η διατομή αυτή έναντι κάμψης , αφού μεγαλώνει η ροπή αδράνειας και η ροπή αντίστασης που μετρούν την καμπτική δυσκαμψία και την καμπτική αντοχή αντίστοιχα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο, ώστε κατά την δράση μεγάλων φορτίων σε μία διεύθυνση να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονές τους. Το άνοιγμα των πλαισίων του μεταλλικού κτιρίου είναι 24,40m.

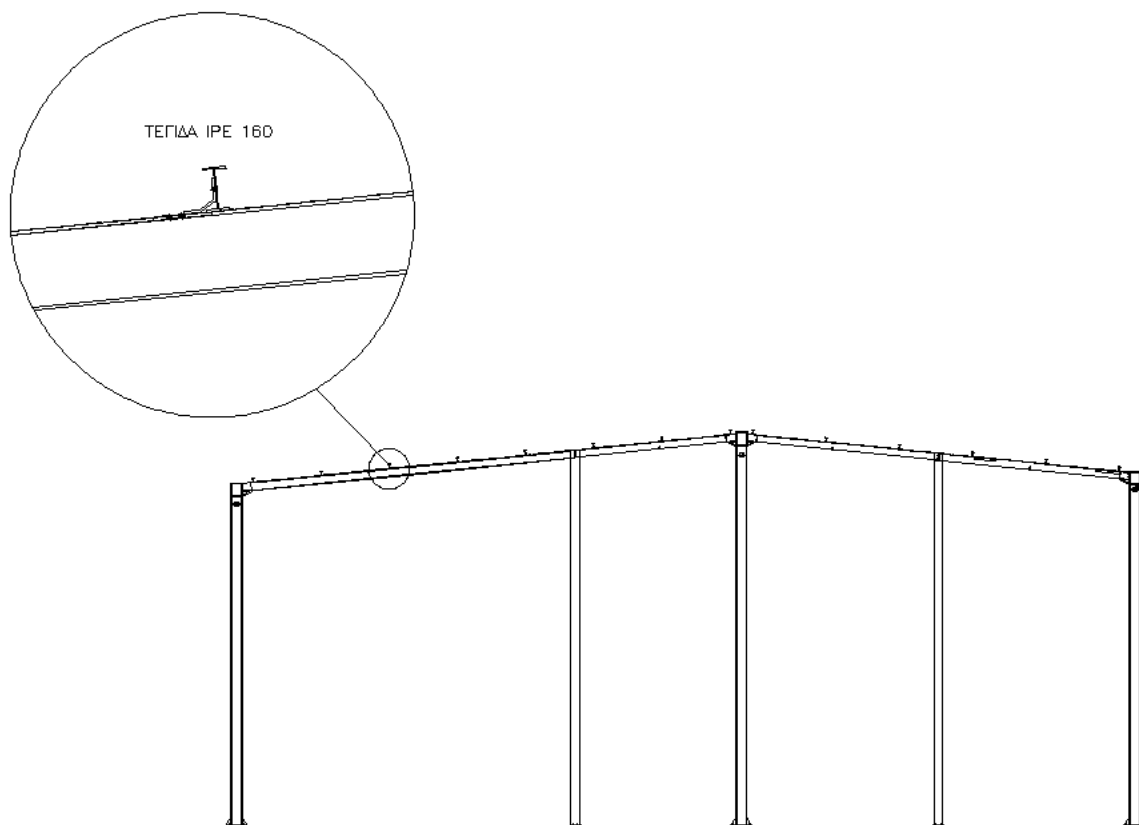
1.4.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης , το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ' αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (πχ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται , κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις οι οποίες γενικά κυμαίνονται από 1,30m έως και 4,00m.Καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και μπορεί να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρό διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE (συνήθως από IPE 100 έως και IPE

200).Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U.Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δυο άξονες είναι έντονη χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταν (HEA).Ενώ όταν χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμιων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης , επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από την σειρά ΗΕΒ.

Ως προς το στατικό τους σύστημα , οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί.

Στο υπό μελέτη κτίριο επιλέξαμε τεγίδες διατομής ΙΡΕ 160 και στις δύο πλευρές της στέγης. Στο τμήμα με κλίση 4° η απόσταση μεταξύ των τεγίδων είναι 1,86m , ενώ στο τμήμα με κλίση 6° είναι 2,00m.Σχεδιάστηκαν ως αμφιέριστες δοκοί με μήκος 6,00m, όσο και η απόσταση των κύριων φορέων, επίσης έγινε η παραδοχή ό,τι όλες οι μεσοτεγίδες έχουν την ίδια φόρτιση με πλάτος ζώνης επιρροής 1,86m και 2,00m αντίστοιχα (δυσμενέστερες). Οι ευμενέστερα φορτισμένες ακραίες τεγίδες (ακροτεγίδες ,κορυφοτεγίδες) έχουν το μισό κατ' αντίστοιχία πλάτος ζώνης επιρροής.



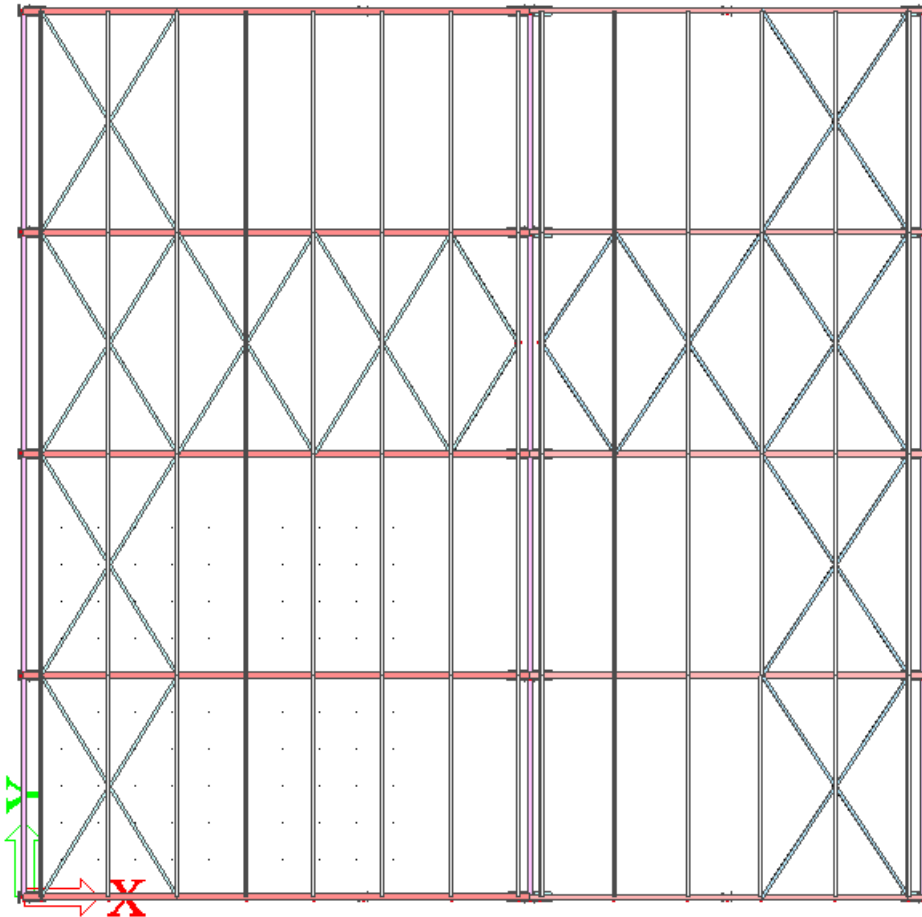
Σχήμα 1.5: τυπική διάταξη τεγίδων

1.4.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα

συστήματα δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι αυτοί «παρακολουθούν» την κλίση των ζυγωμάτων των κύριων φορέων.

Όπως διακρίνεται και στο σχήμα 1.6 (κάτοψη οροφής) επιλέχθηκε να τοποθετηθούν οριζόντιοι σύνδεσμοι καθ' όλο το μήκος ενός ενδιάμεσου φατνώματος, καθώς και στα ακραία τμήματα των υπόλοιπων φατνωμάτων. Η διατομή αυτών είναι γωνία με διαστάσεις L100.100.8.



Σχήμα 1.6: Κάτοψη οροφής μεταλλικού σκελετού

(1.1)

1.4.4 Κεφαλοδοκός

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο , που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις , που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης

της κατασκευής κατά την φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς.

Στο υπό μελέτη μεταλλικό κτίριο επιλέχθηκε διατομή κεφαλοδοκού, κοιλοδοκός SHS 120/120/8.(η διάταξη φαίνεται στο γενικό σχήμα 1.4)

1.4.5 Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών , που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία , τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

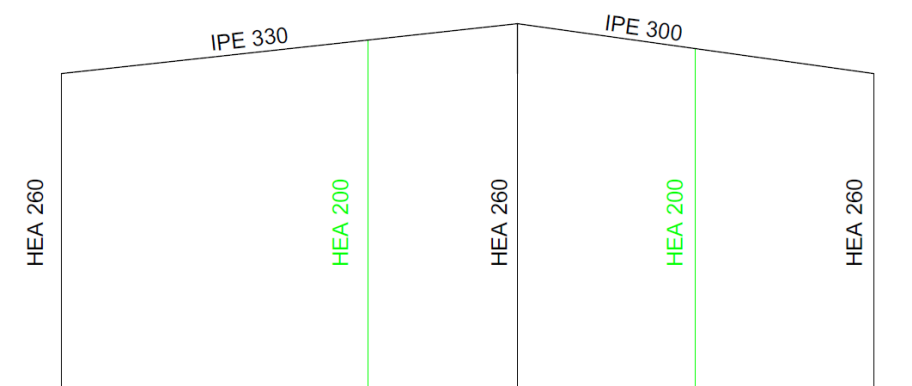
Στο παραπάνω σχήμα 1.2 φαίνεται η διάταξη που επιλέχθηκε για τους κατακόρυφους συνδέσμους , οι οποίοι έχουν διατομή κοιλοδοκού SHS 100/100/8.

1.4.6 Μετωπικοί στύλοι

Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,00 έως 7,00m).Η θέση των μετωπικών στύλων καθορίζεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση , τέλος, καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου.

Κύρια φόρτιση για τους μετωπικούς στύλους είναι η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλό ταν με πέλματα παράλληλα προς την όψη.

Στο κτίριο μας επιλέξαμε από δύο αρθρωτά μετωπικά υποστυλώματα, στα δύο ακραία πλαίσια του κτιρίου, διατομής HEA 200.



Σχήμα 1.7: Όψη μεταλλικού σκελετού

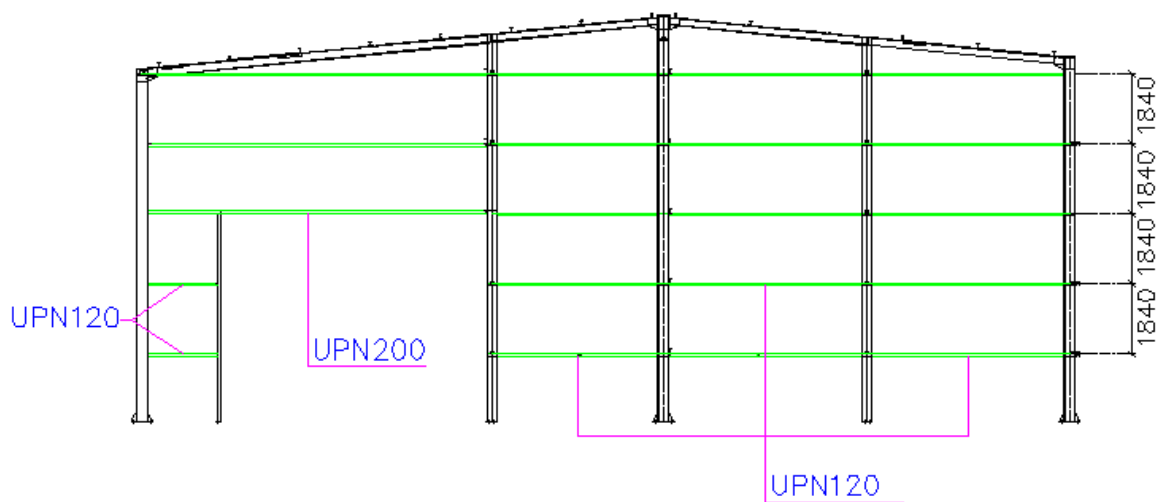
1.4.7 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται , ανά ίσες αποστάσεις , σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής .Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες, είναι επίσης, η ανεμοπίεση.

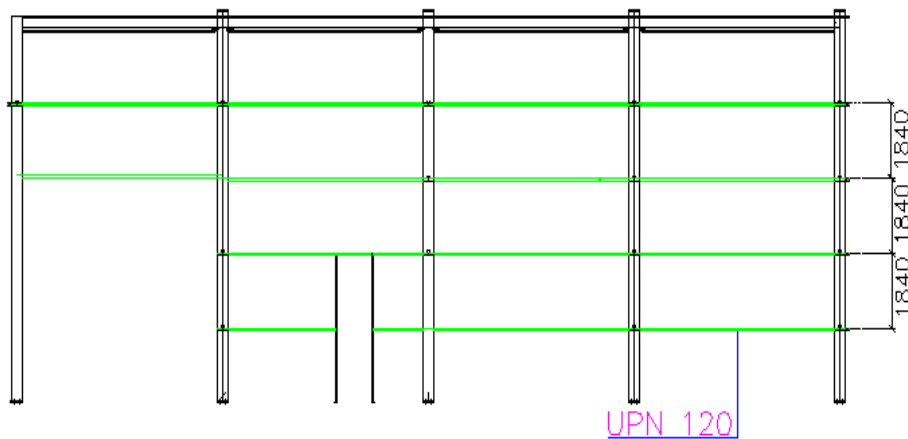
Αναλυτικά:

- Αποτελούν μέσα σύνδεσης των στύλων των παράλληλων ζευκτών αλλά και των στύλων των δύο ακραίων κύριων φορέων.
- Αποτελούν βάση στήριξης της κατακόρυφης περιμετρικής επικάλυψης.
- Περιλαμβάνουν όλα τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης .Τα φορτία αυτά – μαζί με το ίδιο βάρος τους –τα μεταβιβάζουν στους στύλους των κύριων φορέων.
- Είναι σημαντικά στοιχεία οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν (μαζί με τις τεγίδες) το 30% με 40% του συνολικού βάρους του φορέα που μελετάμε. Συνεπώς έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, η μεταξύ τους απόσταση και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος στην εκάστοτε κατασκευή.

Επειδή οι μηκίδες καταπονούνται κυρίως από άνεμο , ο προσανατολισμός της διατομής γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει τα φορτία του ανέμου και ο ασθενής τα ίδια βάρη της επικάλυψης και των ίδιων βαρών των μηκίδων. Ανάλογη διάταξη ακολουθήθηκε και στο κτίριο που μελετάμε τοποθετώντας στα πλάγια του κτιρίου μηκίδα UPN 120 και στα μετωπικά τμήματα , σε ορισμένα UPN 120 , ενώ σε άλλα τμήματα UPN 200.Και στις δύο περιπτώσεις οι μηκίδες τοποθετήθηκαν ανά 1,84m.Ακολουθούν τα σχήματα 1.8 και 1.9 τα οποία μας δίνουν μια εικόνα για τη διάταξη των μηκίδων στο κτίριο.



Σχήμα 1.8: Μηκίδες μετωπικά του κτιρίου



Σχήμα 1.9:Μηκίδες πλευρικά του κτιρίου

1.4.8 Επικάλυψη

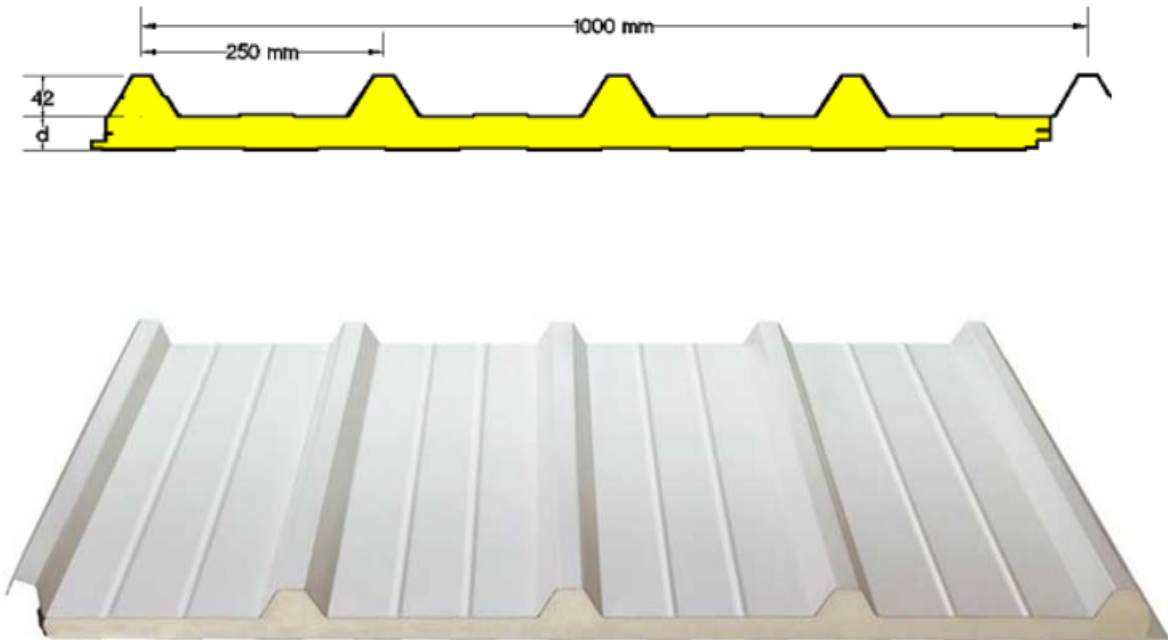
Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός, ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση, πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και αγκύρωση. Δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην αγκύρωση καθώς αποτελεί βασική προϋπόθεση ώστε να είναι σε θέση, γενικά, η επικάλυψη να μεταφέρει τις πιέσεις και υποπίεσεις που δημιουργεί ο άνεμος και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης στεγών είναι πολύχρωμα πετάσματα από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλα με επίπεδες ή αυλακωτές επιφάνειες. Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε : α) κουμπωτά, β) κυματοειδή, γ) τραπεζοειδή, δ) συρταρωτά. Ο συνηθέστερος τύπος φύλλων πλευρικής επένδυσης είναι τα θερμομονωτικά πανέλα τύπου «σάντουιτς», σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις, με τις αυλακώσεις οριζόντιες ή κατακόρυφες.

Στο μεταλλικό κτίριο που μελετάμε θα χρησιμοποιήσουμε για την πλευρική επένδυση αλλά και για την επικάλυψη της στέγης θερμομονωτικά πανέλα τύπου «σάντουιτς», τα οποία αποτελούνται από ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό φύλλο χάλυβα και έχουν εσωτερικό πολουρεθάνης πάχους 6cm (ίδιο βάρος 0,12kN/m²).

Μεταλλικά ελάσματα: Πολυεστερικά προβαμμένα γαλβανισμένα ή aluzinc ελάσματα. Για υγειονομικές εφαρμογές πλαστικοποιημένα ή αντιβακτηριδιακά ελάσματα.

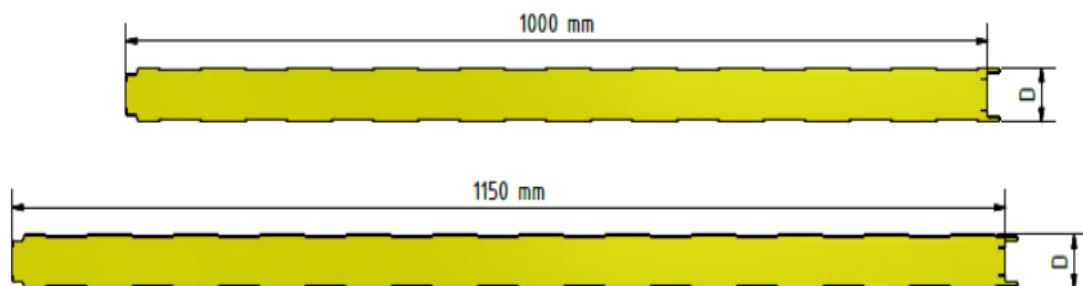
Πολυουρεθάνη: B3 ή B2 ή PIR High Index πυκνότητας 40 ± 2 kg/m³.

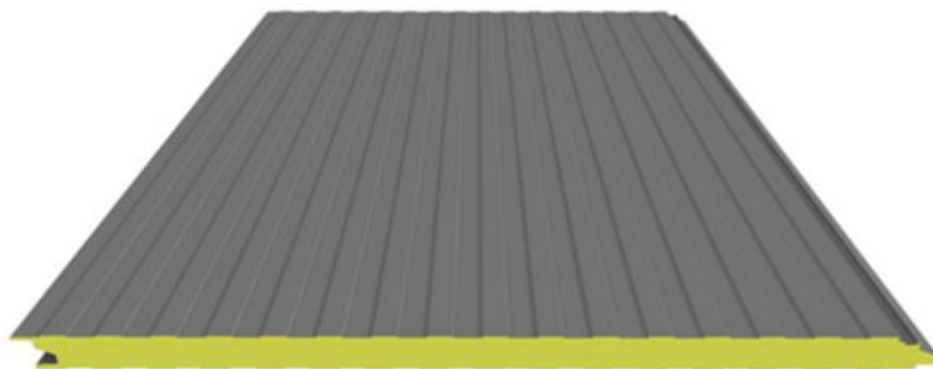


Σχήμα 1.7: Πάνελ κάλυψης στέγης

Μεταλλικά ελάσματα: Πολυεστερικά προβαμμένα γαλβανισμένα ή aluzinc ελάσματα. Για υγειονομικές εφαρμογές πλαστικοποιημένα ή αντιβακτηριδιακά ελάσματα.

Πολυουρεθάνη: B3 ή B2 ή PIR High Index πυκνότητας 40 ± 2 kg/m³.





Σχήμα 1.8: Πάνελ πλαγιοκάλυψης

1.4.9 Γερανογέφυρα

Στην παρούσα μεταλλική κατασκευή υπάρχουν δύο γερανογέφυρες οι οποίες λειτουργούν σε παράλληλη διάταξη σε όλο το μήκος του κτιρίου. Στον παρακάτω πίνακα αναγράφονται συνοπτικά τα χαρακτηριστικά των δύο αυτών γερανογεφυρών.

Πίνακας 2.1: Στοιχεία γερανογεφυρών

Χαρακτηριστικά	Γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m	Γερανογέφυρα ανοίγματος 10,00m
Δυναμικότητα	10t	5t
Ίδιο βάρος γερ/ρας	5550kg	3100kg
Ίδιο βάρος φορείου	950kg	800kg
Συνολικό βάρος	6500kg	3900kg
Κατηγορία ανύψωσης	HC2	HC2
Κατηγορία κόπωσης	S5	S5
Ταχύτητα ανύψωσης	6m/min	8m/min
Ακραία απόσταση αγκίστρου	900mm	900mm
Μετατρόχιο	2,20m	2,50m

2 Γερανογέφυρες και δοκοί κύλισης

2.1 Γερανογέφυρα –Γενικά

Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια ή αποθηκευτικούς χώρους η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό τους γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες, με κάδους ή με μαγνήτες όπως για παράδειγμα στην περίπτωση μετακίνησης επίπεδων ελασμάτων (λαμαρινών).

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητά της, διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κιβωτοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα (πχ 100 τόνους) τέσσερις. Οι τροχοί κυλίνουν επί της τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κύλισης της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κύλισης αποτελούν αντικείμενο της στατικής μελέτης του κτιρίου. Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθειες διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία.

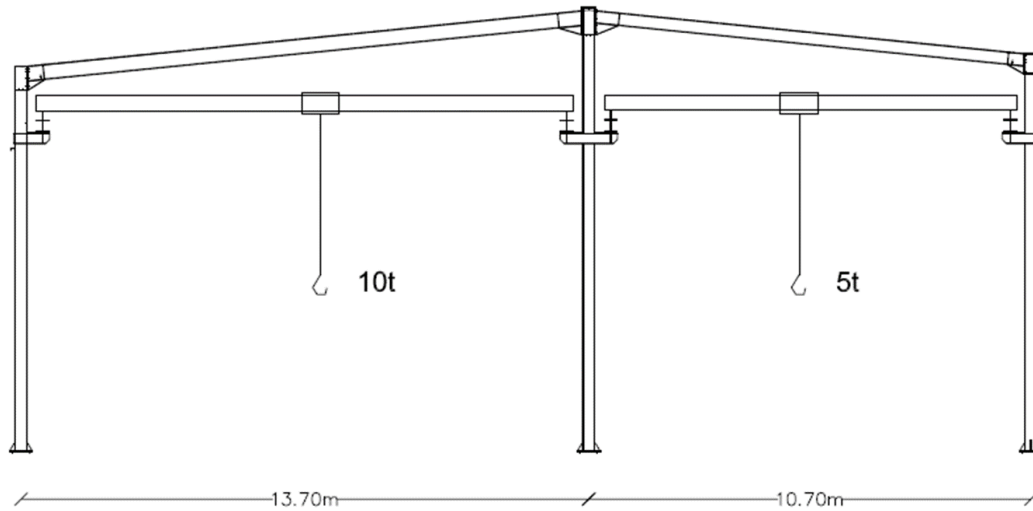
Οι τροχιές μπορεί να συγκολλώνται επί των δοκών κύλισης με διακεκομμένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επ' αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι η τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κύλισης υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς δοκού (δυνάμεις ολίσθησης). Στην περίπτωση των απλών μέσων στερέωσης, το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός, συνήθως δε μεταξύ τροχιάς και δοκού κύλισης παρεμβάλλεται ελαστομερές φύλλο μικρού πάχους.

Στο σχήμα 2.1 που ακολουθεί απεικονίζεται μία τυπική διάταξη γερανογέφυρας διπλού φορέως.



Σχήμα 2.1:Γερανογέφυρα διπλού φορέως

Για τις ανάγκες μετακίνησης και ανύψωσης προϊόντων στην περίπτωση του υπό μελέτη μεταλλικού κτιρίου τοποθετήθηκαν δύο γερανογέφυρες διπλού φορέα σε παράλληλη διάταξη, που συντρέχουν σε όλο το μήκος του. Το σχήμα 2.2 δίνει μια εικόνα της διάταξης των γερανογεφυρών. Στην συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί για τα φορτία και την διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης κάθε γερανογέφυρας.



Σχήμα 2.2: Διάταξη γερανογεφυρών κτιρίου

2.2 Φορτία γερανογεφυρών

Τα φορτία επί των δοκών κύλισης προέρχονται κατά κύριο λόγο από την ύπαρξη και την λειτουργία της γερανογέφυρας. Για τον λόγο αυτό διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια. Η επιβολή των φορτίων στην δοκό κύλισης γίνεται με δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικών προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξηνητικών συντελεστών.

Οι παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 , ϕ_4 , ϕ_5 , ϕ_6 , ϕ_7 και η εφαρμογή τους στα διάφορα φορτία γίνεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.2: Δυναμικοί συντελεστές

Δυναμικοί συντελεστές	Επιρροές που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Για εφαρμογή στο
Φ_1	Δυναμική διέγερση της γερανογέφυρας λόγω της ανύψωσης του φορτίου από το έδαφος	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας
Φ_2	Δυναμική επιρροή κατά την μεταφορά	Ανυψούμενο φορτίο
Φ_3	Δυναμική επιρροή κατά την απότομη απόθεση του αναρτημένου φορτίου εάν χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες	Ανυψούμενο φορτίο
Φ_4	Δυναμικές επιρροές εισαγόμενες κατά την μετακίνηση επί συστημάτων τροχών ή επί δοκών	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο
Φ_5	Δυναμική επιρροή οφειλόμενη στις δυνάμεις προώθησης	Οριζόντιες δυνάμεις
Φ_6	Δυναμική επιρροή δοκιμαστικού φορτίου όταν αυτό κινείται κατά τον τρόπο με τον οποίο χρησιμοποιείται η γερανογέφυρα	Δοκιμαστικό φορτίο
Φ_7	Ελαστική δυναμική δράση φορτίου στα άκρα των τροχών	Δυνάμεις επί των διατάξεων τέρματος στα άκρα των τροχιών

Οι παραπάνω υπολογισθέντες δυναμικοί συντελεστές χρησιμοποιούνται για να ευρεθούν τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία. Ακολούθως καταρτίζεται ο πίνακας, στον οποίο βλέπουμε τους συνδυασμούς φορτίων και δυναμικών συντελεστών, όσον αφορά τις δράσεις της γερανογέφυρας.

Πίνακας 2.3: Συνδυασμοί φορτίων

	Σύμβολο	Ομάδες φορτίων											
		Οριακή κατάσταση αστοχίας							Δοκιμαστική		Τυχηματική		
		1	2	3	4	5	6	7	8α	8β	9	10	
Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	Q _C	Φ ₁	Φ ₁	1	Φ ₄	Φ ₄	Φ ₄	1	Φ ₁	Φ ₁	1	1	
Αनुψούμενο φορτίο	Q _H	Φ ₂	Φ ₃	-	Φ ₄	Φ ₄	Φ ₄	-	-	-	1	1	
Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	H _{L,H_T}	Φ ₅	Φ ₅	Φ ₅	Φ ₅	-	-	-	Φ ₅	Φ ₅	-	-	
Παράγωγη κίνησης της γερανογέφυρας	H _S	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	
Επιτάχυνση ή τροχολέδηση του βαρούλκου ή του ανυψωτικού συστήματος	H _{T3}	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	
Άνεμος κατά τη λειτουργία της γερανογέφυρας	F _w	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-	
Δοκιμαστικό φορτίο	Q _T	-	-	-	-	-	-	-	Φ ₆	Φ ₆	-	-	
Δύναμη πρόσκρουσης στα άκρα	H _B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Φ ₇	-	
Δύναμη πρόσκρουσης της ανυψωτικής διάταξης ή του φορτίου σε εμπόδιο	H _{TA}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	

ΣΗΜ: Τα φορτία κάθε στήλης του πίνακα θεωρούνται ως μία ενιαία δράση (αδιαίρετο σύστημα δράσεων). Ο άνεμος δεν λαμβάνεται υπόψη για γερανογέφυρες που λειτουργούν στο εσωτερικό κτιρίων, όπως στην περίπτωση μας.

Πριν τον υπολογισμό των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων υπενθυμίζουμε τα χαρακτηριστικά των γερανογεφυρών τα οποία και θα χρησιμοποιήσουμε.

Πίνακας 2.1: Στοιχεία γερανογεφυρών

Χαρακτηριστικά	Γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m	Γερανογέφυρα ανοίγματος 10,00m
Δυναμικότητα	10t	5t
Ίδιο βάρος γερ/ρας	5550kg	3100kg
Ίδιο βάρος φορείου	950kg	800kg
Συνολικό βάρος	6500kg	3900kg
Κατηγορία ανύψωσης	HC2	HC2
Κατηγορία κόπωσης	S5	S5
Ταχύτητα ανύψωσης	6m/min	8m/min
Ακραία απόσταση αγκίστρου	900mm	900mm
Μετατόχιο	2,20m	2,50m

ΣΗΜ. : Ουσιαστικά από τους συνδυασμούς φορτίων χρησιμοποιώ μόνο το κομμάτι του παρακάτω πίνακα 2.4:

		1	2	3	4	5
Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	Q _c	Φ ₁	Φ ₁	1	Φ ₄	Φ ₄
Ανυψούμενο φορτίο	Q _H	Φ ₂	Φ ₃	-	Φ ₄	Φ ₄
Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	H _L ,H _T	Φ ₅	Φ ₅	Φ ₅	Φ ₅	-
Παραγωγή κίνησης της γερανογέφυρας	H _s	-	-	-	-	1

Πίνακας 2.4: Χρησιμοποιούμενοι συνδυασμοί

2.2.1 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m

2.2.1.1 Δυναμικοί συντελεστές

Ορίζω τις τιμές των δυναμικών συντελεστών με βάση τους περιορισμούς:

1. Φ_1
Ισχύει $0,90 \leq \Phi_1 \leq 1,10$
Λαμβάνουμε τιμή: $\Phi_1 = 1,10$ (δυσμενέστερο)
2. Φ_2
Ισχύει $\Phi_2 = \Phi_{2,\min} + \beta_2 * V_h$
 $V_h = 6 \text{ m/min} = (6/60) \text{ m/sec} = 0,10 \text{ m/sec}$

Hoisting class of appliance	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Πίνακας 2.5

Από τον σχετικό πίνακα έχω κατηγορία ανύψωσης HC2 και άρα $\beta_2 = 0,34$, $\varphi_{2,\min} = 1,10$

Τελικά: $\Phi_2 = 1,10 + 0,34 * 0,10 = 1,134 \Rightarrow \Phi_2 = 1,13$

3. $\Phi_3 = 1,00$
(υποτίθεται πως δεν υπάρχει η πιθανότητα απότομης απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου)
4. $\Phi_4 = 1,00$
(αν ικανοποιούνται οι ανοχές (κατασκευαστικά), ως προς την ακρίβεια τοποθέτησης των τροχιών, (κατά Ευρωκώδικα 3 –Μέρος 6))
5. $\Phi_5 = 1,50$

Values of the dynamic factor φ_5	Specific use
$\varphi_5 = 1,0$	for centrifugal forces
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	for systems where forces change smoothly
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	for cases where sudden changes can occur
$\varphi_5 = 3,0$	for drives with considerable backlash

Πίνακας 2.6

(από τον σχετικό πίνακα του ΕΛΟΤ, παίρνοντας την δυσμενέστερη περίπτωση όπου οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά)

2.2.1.2 Υπολογισμός φορτίων

2.2.1.2.1 Από ίδια βάρη της γερανογέφυρας

Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας θυμίζουμε πως είναι: $P_c = 55,50 \text{ kN}$

Το ίδιο βάρος φορείου: $G_c = 9,50 \text{ kN}$

1. Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας μετατρέπεται σε κατανεμημένο: $q_c = 55,50/12,70 = 4,39 \text{ kN}$

$$q_c = 4,39 \text{ kN}$$

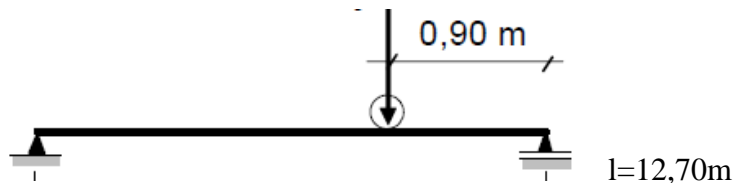


Σχήμα 2.3

$l = 12,70 \text{ m}$

2. Το βάρος του φορείου είναι συγκεντρωμένο φορτίο:

$$G_c = 9,50 \text{ Kn}$$



Σχήμα 2.4

Έτσι το φορτίο που ασκείται στις τροχιές από το συνολικό βάρος της γερανογέφυρας θα είναι:

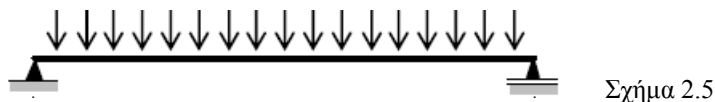
- Στην δυσμενέστερα φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως :
 $\Sigma Q_{r,\min} = (1/2) * 4,39 * 12,70 + 9,50 * (11,80/12,70) = 36,60 \text{ kN}$
- Στην ευμενέστερα φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως :
 $\Sigma Q_r^{\min} = (1/2) * 4,39 * 12,70 + 9,50 * (0,90/12,70) = 28,40 \text{ kN}$

Εισάγουμε τώρα και τους δυναμικούς συντελεστές στο συνολικό βάρος της γερανογέφυρας που υπολογίσαμε:

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτισμένη δοκό:
 $\Sigma Q_{r,\min} = 36,60 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 1 και 2 : $\Phi_1 = 1,10 \Rightarrow \Sigma Q_{r,\min} = 1,10 * 36,60 = 40,30 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 3: $\Sigma Q_{r,\min} = 1,00 * 36,60 = 36,60 \text{ kN}$
 Συνδυασμοί 4 και 5: $\Sigma Q_{r,\min} = 1,00 * 36,60 = 36,60 \text{ kN}$
- Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτισμένη δοκό:
 $\Sigma Q_r^{\min} = 28,40 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 1 και 2: $\Phi_1 = 1,10 \Rightarrow \Sigma Q_r^{\min} = 1,10 * 28,40 = 31,24 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 3: $\Sigma Q_r^{\min} = 28,40 \text{ kN}$
 Συνδυασμοί 4 και 5: $\Sigma Q_r^{\min} = 1,00 * 28,40 = 28,40 \text{ kN}$

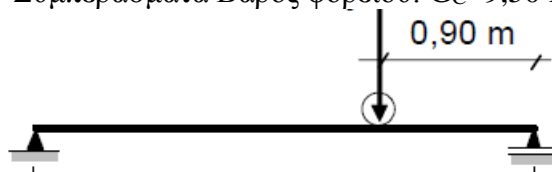
2.2.1.2.2 Από ίδια βάρη της γερανογέφυρας και το ανυψούμενο φορτίο

1. Ίδιο βάρος γερ/ρας : $q_c = 4,39 \text{ kN/m}$



Σχήμα 2.5

2. Συμπεράσματα Βάρος φορείου: $G_c = 9,50 \text{ Kn}$



Σχήμα 2.6

3. Ανυψούμενο φορτίο: $Q_{r,\max} = 100 \text{ kN}$



Σχήμα 2.7

- Για τον συνδυασμό φορτίων 1 θα είναι:
 Ίδιο βάρος γερανογέφυρας με συντελεστή $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*4,39=4,83\text{kN/m}$
 Βάρος φορείου με $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*9,50=10,45\text{ kN}$
 Ανυψούμενο φορτίο με συντελεστή $\Phi_2=1,134 \Rightarrow 1,134*100=114,50\text{kN}$
 Έτσι το φορτίο που ασκείται στις τροχιές από το ίδιο βάρος γερ/ρας, το ίδιο βάρος φορείου και το ανυψούμενο φορτίο είναι για τον συνδυασμό 1 :

➤ Για την δυσμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_{r,\max}=(1/2)*4,83*12,70+10,45*(11,80/12,70)+114,50*(11,80/12,70)=146,61\text{kN}$$

➤ Για την ευμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_r^{\max}=(1/2)*4,83*12,70+10,45*(0,90/12,70)+114,50*(0,90/12,70)=39,44\text{kN}$$

- Για τον συνδυασμό φορτίων 2 θα είναι:

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας με συντελεστή $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*4,39=4,83\text{kN}$

Ίδιο βάρος φορείου με συντελεστή $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*9,50=10,45\text{kN}$

Ανυψούμενο φορτίο με συντελεστή $\Phi_3=1,00 \Rightarrow 1,00*100=100\text{kN}$

Έτσι το φορτίο που ασκείται στις τροχιές για τον συνδυασμό 2 είναι:

➤ Για την δυσμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_{r,\max}=(1/2)*4,83*12,70+10,45*(11,80/12,70)+100*(11,80/12,70)=133,14\text{kN}$$

➤ Για την ευμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_r^{\max}=(1/2)*4,83*12,70+10,45*(0,90/12,70)+100*(0,90/12,70)=38,40\text{kN}$$

ΣΗΜ.: Δεν υπάρχει συνδυασμός 3 για αυτά τα φορτία στον πίνακα.

- Για τον συνδυασμό 4 και 5 από τα φορτία ίδιου βάρους της γερανογέφυρας και του ανυψούμενου φορτίου είναι:

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας με συντελεστή $\Phi_4=1,00 \Rightarrow 1,00*4,39=4,39\text{kN}$

Ίδιο βάρος φορείου με συντελεστή $\Phi_4=1,00 \Rightarrow 1,00*9,50=9,50\text{kN}$

Ανυψούμενο φορτίο με συντελεστή $\Phi_4=1,00 \Rightarrow 1,00*100=100\text{kN}$

➤ Για την δυσμενώς φορτισμένη δοκό :

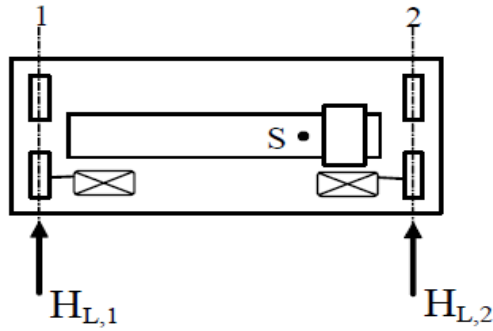
$$\Sigma Q_{r,\max}=(1/2)*4,39*12,70+9,50*(11,80/12,70)+100*(11,80/12,70)=129,50\text{kN}$$

➤ Για την ευμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_{r,\max}=(1/2)*4,39*12,70+9,50*(0,90/12,70)+100*(0,90/12,70)=35,55\text{kN}$$

2.2.1.2.3 Επιτάχυνση της γερανογέφυρας (Οριζόντιες δυνάμεις)

- *Κατά μήκος δυνάμεις*



Σχήμα 2.8

$H_L = \Phi_5 \cdot K \cdot (1/n_r)$ όπου $n_r = 2$ (αφού έχω δύο δοκούς κυλίσεως), $\Phi_5 = 1,50$

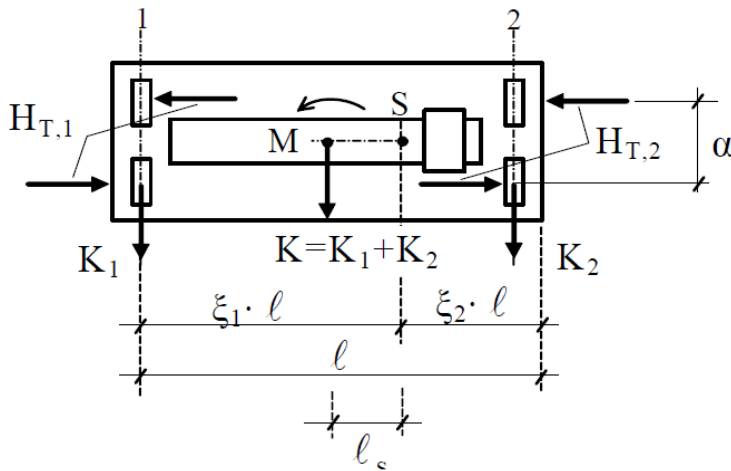
$K = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,\min}$, $\mu = 0,2$, $m_w = 2$ (έχω δύο μεμονωμένους κινητήριους τροχούς),

$Q_{r,\min} = 14,20 \text{ kN}$

Έτσι, $K = 0,2 \cdot 2 \cdot 14,20 = 5,68 \text{ kN}$

Άρα $H_{L1} = H_{L2} = \Phi_5 \cdot K \cdot (1/n_r) = 1,50 \cdot 5,68 \cdot (1/2) = 4,26 \text{ kN}$

ο **Εγκάρσιες δυνάμεις**



$$M = K \cdot l_s \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} H_{T,1} &= \phi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{a} \\ H_{T,2} &= \phi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{a} \end{aligned}$$

Σχήμα 2.9

$\xi_1 = (\Sigma Q_{r,\max} / \Sigma Q_r) = (\Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_r^{\max})) = (129,50 / (129,50 + 35,55)) = 0,784$

$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0,784 = 0,216$

$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot l = (0,784 - 0,50) \cdot 12,70 = 3,60 \text{ m}$

Έτσι: $M = K \cdot l_s = 5,68 \cdot 3,60 = 20,50 \text{ kN}$

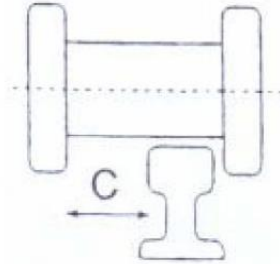
$H_{T,1} = \Phi_5 \cdot \xi_2 \cdot (M/a) = 1,50 \cdot 0,216 \cdot (20,5 / 2,20) = 3,02 \text{ kN}$

$H_{T,2} = \Phi_5 \cdot \xi_1 \cdot (M/a) = 1,50 \cdot 0,784 \cdot (20,5 / 2,20) = 10,95 \text{ kN}$

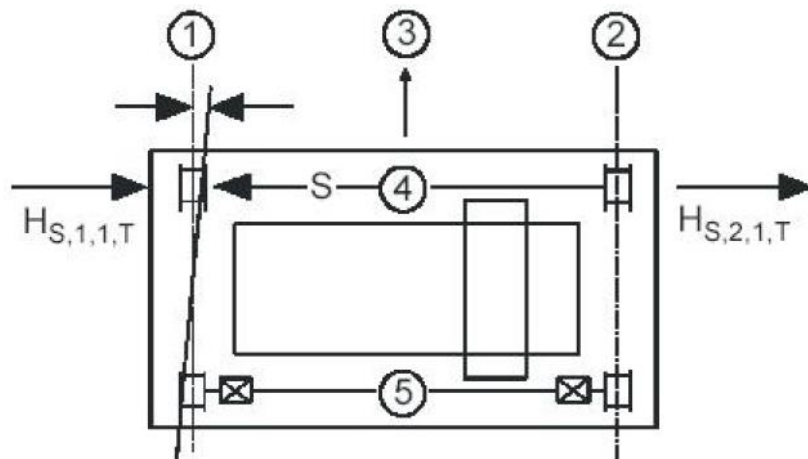
2.2.1.2.4 Παράγωγη κίνησης γερανογέφυρας

Λόγω ανοχής c που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς, η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά τόξο λοξό ως προς τις τροχιές και επομένως ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς να σχηματίζει με αυτή γωνία χ .

Συνέπεια της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές είναι να ασκούν οι τροχοί και τα μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχών. (οι οποίες ασκούν επίσης επί των τροχών αντιδράσεις επαναφοράς)



Σχήμα 2.10

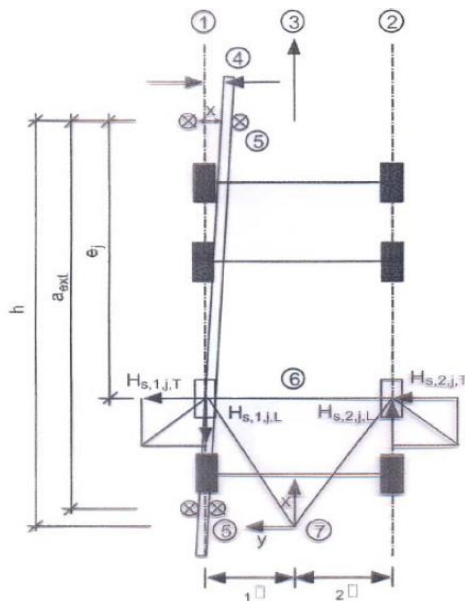


Σχήμα 2.11: Λοξή κίνηση γερανογέφυρας

$$H_{S,i,j,T} = f \cdot \lambda_{S,i,j,T} \cdot \Sigma Q_{r,max}$$

όπου $f=0,30$ και $\Sigma Q_{r,max}$ γνωστές

Για να υπολογίσουμε λοιπόν τις οριζόντιες δυνάμεις $H_{S,i,j,T}$ χρειαζόμαστε τον συντελεστή $\lambda_{S,i,j,T}$ και γι' αυτό το λόγο την απόσταση h .



Σχήμα 2.12

Όπως παρατηρούμε από το παραπάνω σχήμα 2.12, η απόσταση h είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής και των μέσων καθοδήγησης.

Έχουμε την περίπτωση IFF, δηλαδή οι τροχοί είναι σταθερά συνδεδεμένοι και ανεξάρτητοι μεταξύ τους. Από τον παρακάτω πίνακα 2.7 λαμβάνουμε τιμή για το h .

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		h
	συνεζευγμένοι (c)	ανεξάρτητοι (i)	
Σταθερά/Σταθερά FF	 CFF	 IFF	$\frac{m\xi_1\xi_2\ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

Πίνακας 2.7

$h = (m * \xi_1 * \xi_2 * \ell^2) / (\sum e_i)$, όπου $e_1 = 0$, $e_2 = \alpha = 2,20\text{m}$, $m = 0$ (δεν έχω ζεύγη συζευγμένων τροχών)

$$h = 2,20^2 / 2,20 = 2,20\text{m}$$

System	δ_{Sj}	$\delta_{S,1,j,L}$	$\delta_{S,1,j,T}$	$\delta_{S,2,j,L}$	$\delta_{S,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$

Πίνακας 2.8

Από τον 2.8 (πίνακας του Ευρωκώδικα):

$$\lambda_{s,j} = 1 - (\sum e_i / (n * h)) = 1 - (2,20 / (2 * 2,20)) = 0,50$$

$$\lambda_{s,1,j,L} = \lambda_{s,2,j,L} = 0$$

Για το πρώτο ζεύγος:

$$\lambda_{s,1,1,T} = (\xi_2 / n) * (1 - (e_1 / h)) = 0,108, \text{ άξονας } 1$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = (\xi_1 / n) * (1 - (e_1 / h)) = 0,392, \text{ άξονας } 2$$

Για το δεύτερο ζεύγος:

$$\lambda_{s,1,2,T} = (\xi_2 / n) * (1 - (e_2 / h)) = 0, \text{ άξονας } 1$$

$$\lambda_{s,2,2,T}=(\xi_1/n)*(1-(e_2/h))=0, \text{ άξονας } 2$$

Τελικά,

$$S=f*\lambda_{s,j}*\Sigma Q_{r,max}=0,30*0,50*129,50=19,42\text{kN}$$

$$H_{s,1,1,T}=f*\lambda_{s,1,1,T}*\Sigma Q_{r,max}=4,20\text{ kN}$$

$$H_{s,2,1,T}=f*\lambda_{s,2,1,T}*\Sigma Q_{r,max}=15,23\text{ kN}$$

$$H_{s,1,2,T}=H_{s,2,2,T}=0$$

Οπότε στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε επί της τροχιάς 1:

$$H_{s,1,T}=H_{s,1,1,T}-S=4,2-19,42=-15,22\text{ kN}$$

Και επί της τροχιάς 2:

$$H_{s,2,T}=H_{s,2,1,T}=15,22\text{ kN}$$

Πίνακας 2.9: Φορτία διανεμημένα σε κάθε τροχό

		Συνδυασμοί					
			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	$Q_{r,min}$	20,15 27,20	20,15 27,20	18,30 24,70	18,30 24,70	18,30 24,70
		Q_r^{min}	15,70 21,10	15,70 21,10	14,20 19,20	14,20 19,20	14,20 19,20
	Ίδιο βάρος γερ/ρας και ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,max}$	73,30 98,90	66,60 89,80	-	64,80 87,40	64,80 87,40
		Q_r^{max}	19,72 26,62	19,20 26,00	-	17,80 24,00	17,80 24,00
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση , Επιβράδυνση γερ/ρας	$H_{L,1}$	4,26 5,80	4,26 5,80	4,26 5,80	4,26 5,80	
		$H_{L,2}$	4,26 5,80	4,26 5,80	4,26 5,80	4,26 5,80	
		$H_{T,1}$	3,02 4,07	3,02 4,07	3,02 4,07	3,02 4,07	
		$H_{T,2}$	10,95 14,80	10,95 14,80	10,95 14,80	10,95 14,80	
	Παράγωγη κίνησης γερ/ρας	$H_{s,1,T}$	-	-	-	-	15,22 20,55
		$H_{s,2,T}$	-	-	-	-	15,22 20,55

Στον παραπάνω πίνακα απεικονίζονται τα δυναμικά, συγκεντρωμένα φορτία ανά τροχό γερανογέφυρας, τα οποία επιβαρύνουν την δοκό κύλισης. Με χρώμα έχουν σημειωθεί οι μέγιστες τιμές για τον συνδυασμό 1 και 5. Συγκεκριμένα:

- με κίτρινο είναι οι μέγιστες κατακόρυφες δυνάμεις κατά τον συνδυασμό 1
- με πράσινο είναι οι μέγιστες κατακόρυφες δυνάμεις κατά τον συνδυασμό 5
- με γαλάζιο είναι οι οριζόντιες δυνάμεις του συνδυασμού 1
- με γκρι είναι οι οριζόντιες δυνάμεις του συνδυασμού 5

Με βάση τα φορτία αυτά που έχουν επισημανθεί θα γίνει η διαστασιολόγηση των δοκών κύλισης.

2.2.2 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 10,00m

2.2.2.1 Δυναμικοί συντελεστές

Ορίζω τις τιμές των δυναμικών συντελεστών με βάση τους περιορισμούς:

1. Φ_1
Ισχύει $0,90 \leq \Phi_1 \leq 1,10$
Λαμβάνουμε τιμή: $\Phi_1 = 1,10$ (δυσμενέστερο)
2. Φ_2
Ισχύει $\Phi_2 = \Phi_{2,\min} + \beta_2 * V_h$
 $V_h = 8 \text{ m/min} = (8/60) \text{ m/sec} = 0,133 \text{ m/sec}$

Hoisting class of appliance	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Πίνακας 2.5

Από τον σχετικό πίνακα έχω κατηγορία ανύψωσης HC2 και άρα $\beta_2 = 0,34$, $\Phi_{2,\min} = 1,10$

Τελικά: $\Phi_2 = 1,10 + 0,34 * 0,133 = 1,145 \Rightarrow \Phi_2 = 1,145$

Αντίστοιχα με την περίπτωση της παραπάνω γερανογέφυρας προκύπτουν:

3. $\Phi_3 = 1,00$
4. $\Phi_4 = 1,00$
5. $\Phi_5 = 1,50$

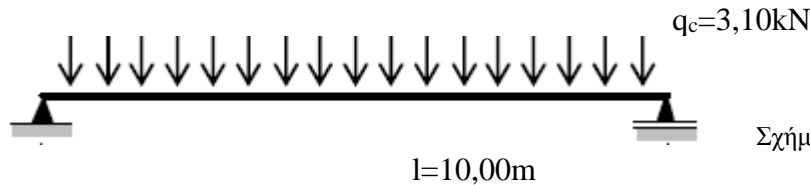
2.2.2.2 Υπολογισμός φορτίων

2.2.2.2.1 Από τα ίδια βάρη της γερανογέφυρας

Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας θυμίζουμε πως είναι: $P_c = 31 \text{ kN}$

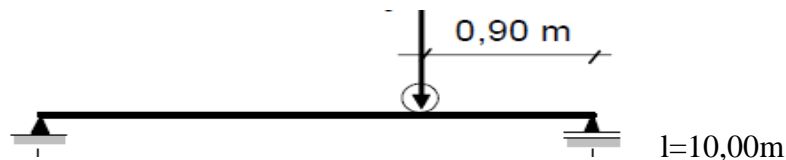
Το ίδιο βάρος φορείου: $G_c = 8,00 \text{ Kn}$

1. Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας μετατρέπεται σε κατανεμημένο:
 $q_c = 31/10 = 3,10 \text{ kN}$



Σχήμα 2.13

2. Το βάρος του φορείου είναι συγκεντρωμένο φορτίο:
 $G_C = 8,00 \text{ Kn}$



Σχήμα 2.14

Έτσι το φορτίο που ασκείται στις τροχιές από το συνολικό βάρος της γερανογέφυρας θα είναι:

- Στην δυσμενέστερα φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως :
 $\Sigma Q_{r,\min} = (1/2) * 3,10 * 10,00 + 8,00 * (9,10/10,00) = 22,80 \text{ kN}$
- Στην ευμενέστερα φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως :
 $\Sigma Q_r^{\min} = (1/2) * 3,10 * 10,00 + 8,00 * (0,90/10,00) = 16,22 \text{ kN}$

Εισάγουμε τώρα και τους δυναμικούς συντελεστές στο συνολικό βάρος της γερανογέφυρας που υπολογίσαμε:

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτισμένη δοκό:
 $\Sigma Q_{r,\min} = 22,80 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 1 και 2 : $\Phi_1 = 1,10 \Rightarrow \Sigma Q_{r,\min} = 1,10 * 22,80 = 25,08 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 3: $\Sigma Q_{r,\min} = 1,00 * 22,80 = 22,80 \text{ kN}$
 Συνδυασμοί 4 και 5: $\Sigma Q_{r,\min} = 1,00 * 22,80 = 22,80 \text{ kN}$
- Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτισμένη δοκό:
 $\Sigma Q_r^{\min} = 16,22 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 1 και 2: $\Phi_1 = 1,10 \Rightarrow \Sigma Q_r^{\min} = 1,10 * 16,22 = 17,85 \text{ kN}$
 Συνδυασμός 3: $\Sigma Q_r^{\min} = 1,00 * 16,22 = 16,22 \text{ kN}$
 Συνδυασμοί 4 και 5: $\Sigma Q_r^{\min} = 1,00 * 16,22 = 16,22 \text{ kN}$

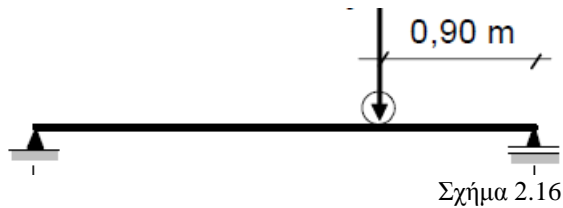
2.2.2.2 Από ίδια βάρη της γερ/ρας και το ανυψούμενο φορτίο

1. Ίδιο βάρος γερ/ρας : $q_c = 3,10 \text{ kN/m}$

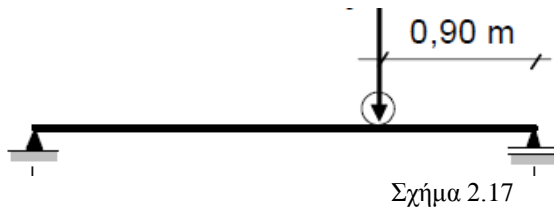


Σχήμα 2.15

2. Συμπεράσματα Βάρος φορείου: $G_C = 8,00 \text{ Kn}$



3. Ανυψούμενο φορτίο: $Q_{r,max}=50\text{kN}$



- Για τον συνδυασμό φορτίων 1 θα είναι:
 Ίδιο βάρος γερανογέφυρας με συντελεστή $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*3,10=3,41\text{kN/m}$
 Βάρος φορείου με $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*8,00=8,80\text{ kN}$
 Ανυψούμενο φορτίο με συντελεστή $\Phi_2=1,145 \Rightarrow 1,145*50=57,25\text{kN}$
 Έτσι το φορτίο που ασκείται στις τροχιές από το ίδιο βάρος γερ/ρας, το ίδιο βάρος φορείου και το ανυψούμενο φορτίο είναι για τον συνδυασμό 1 :

➤ Για την δυσμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_{r,max}=(1/2)*3,41*10,00+8,80*(9,10/10,00)+57,25*(9,10/10,00)=77,20\text{kN}$$

➤ Για την ευμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_r^{max}==(1/2)*3,41*10,00+8,80*(0,90/10,00)+57,25*(0,90/10,00)=23,00\text{kN}$$

- Για τον συνδυασμό φορτίων 2 θα είναι:

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας με συντελεστή $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*3,10=3,41\text{kN}$

Ίδιο βάρος φορείου με συντελεστή $\Phi_1=1,10 \Rightarrow 1,10*8,00=8,80\text{kN}$

Ανυψούμενο φορτίο με συντελεστή $\Phi_3=1,00 \Rightarrow 1,00*50=50\text{kN}$

Έτσι το φορτίο που ασκείται στις τροχιές για τον συνδυασμό 2 είναι:

➤ Για την δυσμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_{r,max}=(1/2)*3,41*10,00+8,80*(9,10/10,00)+50*(9,10/10,00)=70,60\text{kN}$$

➤ Για την ευμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_r^{max}=(1/2)*3,41*10,00+8,80*(0,90/10,00)+50*(0,90/10,00)=22,34\text{kN}$$

ΣΗΜ.: Δεν υπάρχει συνδυασμός 3 για αυτά τα φορτία στον πίνακα.

- Για τον συνδυασμό 4 και 5 από τα φορτία ίδιου βάρους της γερανογέφυρας και του ανυψούμενου φορτίου είναι:

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας με συντελεστή $\Phi_4=1,00 \Rightarrow 1,00*3,10=3,10\text{kN}$

Ίδιο βάρος φορείου με συντελεστή $\Phi_4=1,00 \Rightarrow 1,00*8,00=8,00\text{kN}$

Ανυψούμενο φορτίο με συντελεστή $\Phi_4=1,00 \Rightarrow 1,00*50=50\text{kN}$

➤ Για την δυσμενώς φορτισμένη δοκό :

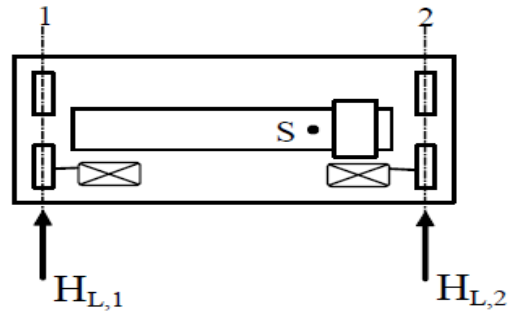
$$\Sigma Q_{r,max}=(1/2)*3,41*10,00+8,00*(9,10/10,00)+50*(9,10/10,00)=69,83\text{kN}$$

➤ Για την ευμενώς φορτισμένη δοκό:

$$\Sigma Q_{r,max}=(1/2)*3,41*10,00+8,00*(0,90/10,00)+50*(0,90/10,00)=22,30\text{kN}$$

2.2.2.2.3 Επιτάχυνση της γερανογέφυρας (Οριζόντιες δυνάμεις)

- Κατά μήκος δυνάμεις



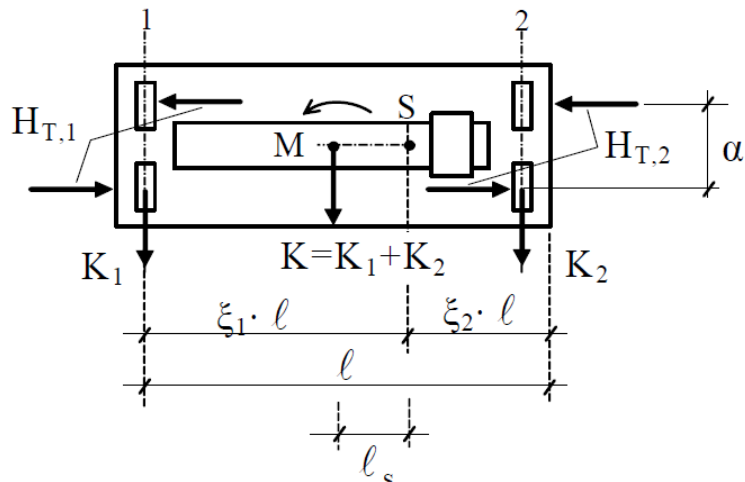
Σχήμα 2.18

$H_L = \Phi_5 \cdot K \cdot (1/n_r)$ όπου $n_r = 2$ (αφού έχω δύο δοκούς κυλίσεως), $\Phi_5 = 1,50$
 $K = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,\min}$, $\mu = 0,2$, $m_w = 2$ (έχω δύο μεμονωμένους κινητήριους τροχούς),
 $Q_{r,\min} = 8,11 \text{ kN}$

Έτσι, $K = 0,2 \cdot 2 \cdot 8,11 = 3,24 \text{ kN}$

Άρα $H_{L1} = H_{L2} = \Phi_5 \cdot K \cdot (1/n_r) = 1,50 \cdot 3,24 \cdot (1/2) = 4,26 \text{ kN}$

- Εγκάρσιες δυνάμεις



$$M = K \cdot l_s$$



$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{a}$$

Σχήμα 2.9

$\xi_1 = (\Sigma Q_{r,\max} / \Sigma Q_r) = (\Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_r^{\max})) = (69,83 / (69,83 + 22,30)) = 0,757$

$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0,757 = 0,243$

$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot l = (0,757 - 0,50) \cdot 10,00 = 2,57 \text{ m}$

Έτσι: $M = K \cdot l_s = 3,24 \cdot 2,57 = 8,32 \text{ kN}$

$H_{T,1} = \Phi_5 \cdot \xi_2 \cdot (M/a) = 1,50 \cdot 0,243 \cdot (8,32/2,50) = 1,213 \text{ kN}$

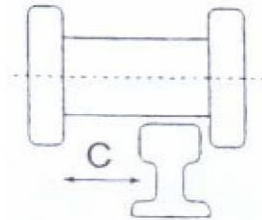
$H_{T,2} = \Phi_5 \cdot \xi_1 \cdot (M/a) = 1,50 \cdot 0,757 \cdot (8,32/2,50) = 3,77 \text{ kN}$

2.2.2.4 Παραγωγή κίνησης γερανογέφυρας

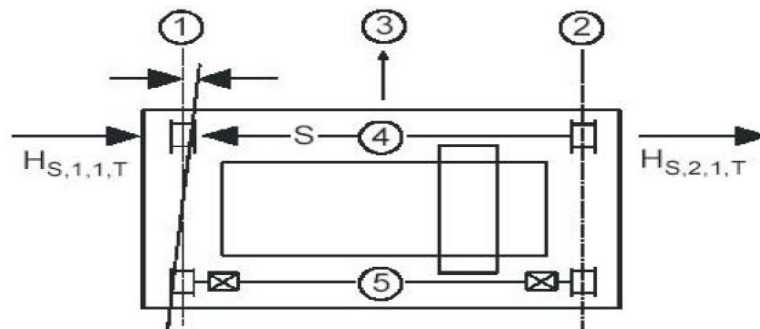
Λόγω ανοχής c που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς, η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά τόξο λοξό ως προς τις τροχιές και επομένως ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς να σχηματίζει με αυτή γωνία χ .

Συνέπεια της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές είναι να ασκούν οι τροχοί και τα μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχών. (οι οποίες ασκούν επίσης επί των τροχών αντιδράσεις επαναφοράς)

ΣΗΜ.:Οι δυνάμεις αυτές έχουν τιμή μόνο στον συνδυασμ



Σχήμα 2.10

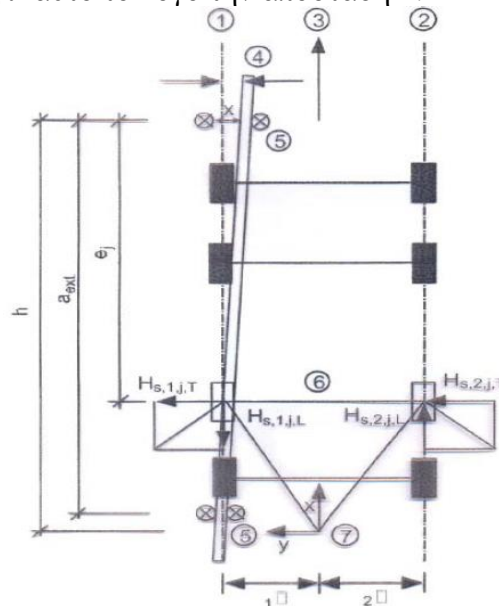


Σχήμα 2.11: Λοξή κίνηση γερανογέφυρας

$$H_{s,i,j,T} = f * \lambda_{s,i,j,T} * \Sigma Q_{r,max}$$

όπου $f=0,30$ και $\Sigma Q_{r,max}$ γνωστές

Για να υπολογίσουμε λοιπόν τις οριζόντιες δυνάμεις $H_{s,i,j,T}$ χρειαζόμαστε τον συντελεστή $\lambda_{s,i,j,T}$ και γι' αυτό το λόγο την απόσταση h .



Σχήμα 2.12

Όπως παρατηρούμε από το παραπάνω σχήμα 2.12 , η απόσταση h είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής και των μέσων καθοδήγησης.

Έχουμε την περίπτωση IFF, δηλαδή οι τροχοί είναι σταθερά συνδεδεμένοι και ανεξάρτητοι μεταξύ τους. Από τον παρακάτω πίνακα 2.7 λαμβάνουμε τιμή για το h.

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		h
	συνεζευγμένοι (c)	ανεξάρτητοι (i)	
Σταθερά/Σταθερά FF			$\frac{m\xi_1\xi_2\ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

Πίνακας 2.7

$h=(m* \xi_1 * \xi_2 * l^2)/(\sum e_i)$, όπου $e_1=0$, $e_2=\alpha=2,50m$, $m=0$ (δεν έχω ζεύγη συζευγμένων τροχών)

$$h= 2,50^2/2,50=2,50m$$

System	$\delta_{s,j}$	$\delta_{s,j,L}$	$\delta_{s,j,T}$	$\delta_{s,2,j,L}$	$\delta_{s,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$

Πίνακας 2.8

Από τον 2.8 (πίνακας του Ευρωκώδικα):

$$\lambda_{s,j}=1-(\sum e_i/(n*h))=1-(2,50/(2*2,50))=0,50$$

$$\lambda_{s,1,j,L}=\lambda_{s,2,j,L}=0$$

Για το πρώτο ζεύγος:

$$\lambda_{s,1,1,T}=(\xi_2/n)*(1-(e_1/h))=0,121$$
 , άξονας 1

$$\lambda_{s,2,1,T}=(\xi_1/n)*(1-(e_1/h))=0,378$$
 , άξονας 2

Για το δεύτερο ζεύγος:

$$\lambda_{s,1,2,T}=(\xi_2/n)*(1-(e_2/h))=0$$
 , άξονας 1

$$\lambda_{s,2,2,T}=(\xi_1/n)*(1-(e_2/h))=0$$
 , άξονας 2

Τελικά,

$$S=f*\lambda_{s,j}*\sum Q_{r,max}=0,30*0,50*69,83=10,50kN$$

$$H_{s,1,1,T}=f*\lambda_{s,1,1,T}*\sum Q_{r,max}=2,534kN$$

$$H_{s,2,1,T}=f*\lambda_{s,2,1,T}*\sum Q_{r,max}=7,92 kN$$

$$H_{s,1,2,T}=H_{s,2,2,T}=0$$

Οπότε στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε επί της τροχιάς 1:

$$H_{s,1,T}=H_{s,1,1,T}-S=2,534-10,50=-7,92 kN$$

Και επί της τροχιάς 2:

$$H_{s,2,T}=H_{s,2,1,T}=7,92 kN$$

Πίνακας 2.10: Φορτία διανεμημένα σε κάθε τροχό

		Συνδυασμοί					
			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	$Q_{r,min}$	12,90 17,42	12,90 17,42	11,40 15,40	11,40 15,40	11,40 15,40
		Q_r^{min}	8,93 12,04	8,93 12,04	8,11 10,95	8,11 10,95	8,11 10,95
	Ίδιο βάρος γερ/ρας και ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,max}$	38,60 52,11	35,30 47,70	-	34,91 47,14	34,91 47,14
		Q_r^{max}	11,50 15,60	11,20 15,07	-	11,20 15,05	11,20 15,05
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση , Επιβράδυνση γερ/ρας	$H_{L,1}$	2,43 3,28	2,43 3,28	2,43 3,28	2,43 3,28	
		$H_{L,2}$	2,43 3,28	2,43 3,28	2,43 3,28	2,43 3,28	
		$H_{T,1}$	1,213 1,64	1,213 1,64	1,213 1,64	1,213 1,64	
		$H_{T,2}$	3,77 5,10	3,77 5,10	3,77 5,10	3,77 5,10	
	Παράγωγη κίνηση γερ/ρας	$H_{s,1,T}$	-	-	-	-	7,92 10,7
		$H_{s,2,T}$	-	-	-	-	7,92 10,7

Στον παραπάνω πίνακα απεικονίζονται τα δυναμικά, συγκεντρωμένα φορτία ανά τροχό γερανογέφυρας, τα οποία επιβαρύνουν την δοκό κύλισης. Με χρώμα έχουν σημειωθεί οι μέγιστες τιμές για τον συνδυασμό 1 και 5. Συγκεκριμένα:

- με **κίτρινο** είναι οι μέγιστες κατακόρυφες δυνάμεις κατά τον συνδυασμό 1
- με **πράσινο** είναι οι μέγιστες κατακόρυφες δυνάμεις κατά τον συνδυασμό 5
- με **γαλάζιο** είναι οι οριζόντιες δυνάμεις του συνδυασμού 1
- με **γκρι** είναι οι οριζόντιες δυνάμεις του συνδυασμού 5

Με βάση τα φορτία αυτά που έχουν επισημανθεί θα γίνει η διαστασιολόγηση των δοκών κύλισης.

2.3 Διαστασιολόγηση δοκών κύλισης των γερανογεφυρών

2.3.1 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m

Υπενθυμίζουμε τα χαρακτηριστικά στοιχεία της γερανογέφυρας:

Πίνακας 2.11

Χαρακτηριστικά	Γερανογέφυρα ανοίγματος 12,70m
Δυναμικότητα	10t
Ίδιο βάρος γερ/ρας	5550kg
Ίδιο βάρος φορείου	950kg
Συνολικό βάρος	6500kg
Κατηγορία ανύψωσης	HC2
Κατηγορία κόπωσης	S5
Ταχύτητα ανύψωσης	6m/min
Ακραία απόσταση αγκίστρου	900mm
Μετατρόχιο	2,20m

2.3.1.1 Επιλογή διατομής με βάση το επιτρεπόμενο βέλος κάμψης

Μήκος της δοκού κύλισης (L): $L=6,00\text{m}$

Μετατρόχιο (α): $\alpha=2,20\text{m}$

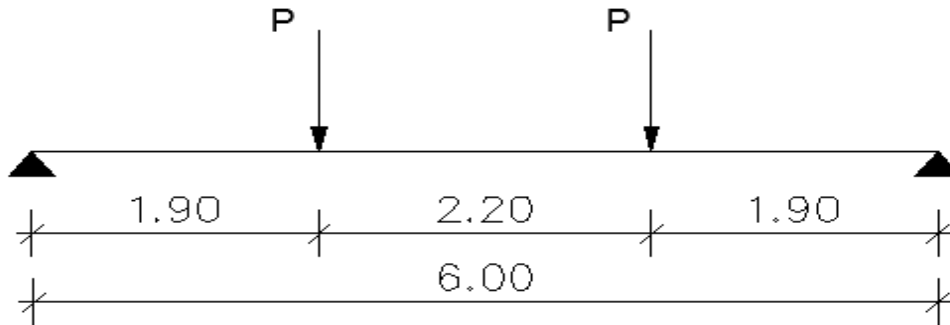
Άρα $0,65 \cdot L = 0,65 \cdot 6,00 = 3,90\text{m} > \alpha = 2,20\text{m} \Rightarrow 0,65 \cdot L > \alpha$

Συνεπώς το μέγιστο βέλος f της αμφιέριστης δοκού κυλίσεως ανοίγματος $L=6,00m$, υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία P απέχοντα a μεταξύ τους, σε συμμετρική διάταξη ως προς το μέσο της δοκού, δίνονται από την σχέση:

$$\delta_{\max} = ((P \cdot c) / (24 \cdot E \cdot I)) \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot c^2)$$

$$P = 1,35 \cdot Q_{r,\max} = 1,35 \cdot 73,30 = 98,90 \text{ kN}$$

$$c = 1,90m, E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$



Σχήμα 2.19

$$\delta_{\max} = ((98,90 \cdot 190) / (24 \cdot 21000 \cdot I_y)) \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 190^2) \Rightarrow \delta_{\max} = (34882,66 / I_y)$$

$$\text{Πρέπει όμως: } \delta_{\max} < L/600 \Rightarrow \delta_{\max} < 1\text{cm} \Rightarrow (34882,66 / I_y) < 1\text{cm} \Rightarrow I_y > 34882,66\text{cm}^4$$

$$\text{Επίσης } \delta_{\max} < 25\text{mm} = 2,5\text{cm}$$

Επιλέγω διατομή HEB 340 με $I_y = 36660\text{cm}^4$, Ποιότητα χάλυβα S235

Χαρακτηριστικά διατομής

$A = 170,90\text{cm}^2$	$t_f = 21,50\text{mm}$	$W_{pl,z} = 985,70\text{cm}^3$
$h = 340\text{mm}$	$W_{el,y} = 2156\text{cm}^3$	$A_{vz} = 56,09\text{cm}^2$
$b = 300\text{mm}$	$W_{pl,y} = 2408 \text{ cm}^3$	$I_t = 257,20\text{cm}^4$
$t_w = 12,00\text{mm}$	$I_y = 36660\text{cm}^4$	-
$d = 243\text{mm}$	$W_{el,z} = 646\text{cm}^3$	-

Πίνακας 2.12

Από πρότυπο πίνακα η διατόμη σε καθαρή θλίψη και καθαρή κάμψη είναι κατηγορίας 1. Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και εκτελείται πλαστικός έλεγχος.

2.3.1.2 Υπολογισμός βελών κάμψης

i. Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων:

$$\delta_{1z} = ((98,90 \cdot 190) / (24 \cdot 21000 \cdot 36660)) \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 190^2) = 0,951\text{cm}$$

ii. Λόγω ίδιου βάρους της δοκού:

$$G = 1,34\text{kN/m} + 0,30 \text{ kN/m} = 1,64 \text{ kN/m} = 0,0164 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{2z} = (5 \cdot 0,0164 \cdot 600^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 36660) = 0,036\text{cm}$$

Συνολική παραμόρφωση:

$$\delta_{ολ} = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 0,951 + 0,036 = 0,987 \text{ cm}$$

Τιμή γενικά αποδεκτή αφού : $\delta_{ολ} < 1 \text{ cm}$ και $\delta_{ολ} < 25 \text{ mm}$

2.3.1.3 Για τον συνδυασμό 1-εντατικά μεγέθη

Μέγιστη ροπή M_y και τέμνουσα V_z

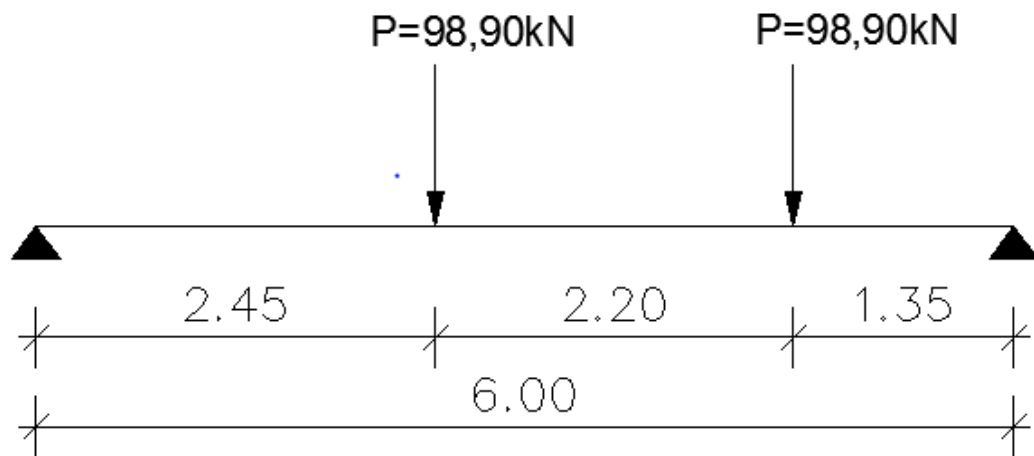
$$\alpha = 2,20 \text{ m και } L = 6,00 \text{ m}$$

$$0,586 * L = 0,586 * 6,00 = 3,516 > \alpha \Rightarrow \text{έχω δηλαδή την περίπτωση όπου } \alpha < 0,586 * L$$

Έτσι το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού:

$$x = (2 * L - \alpha) / 4 = (2 * 6,00 - 2,20) / 4 = 2,45 \text{ m}$$

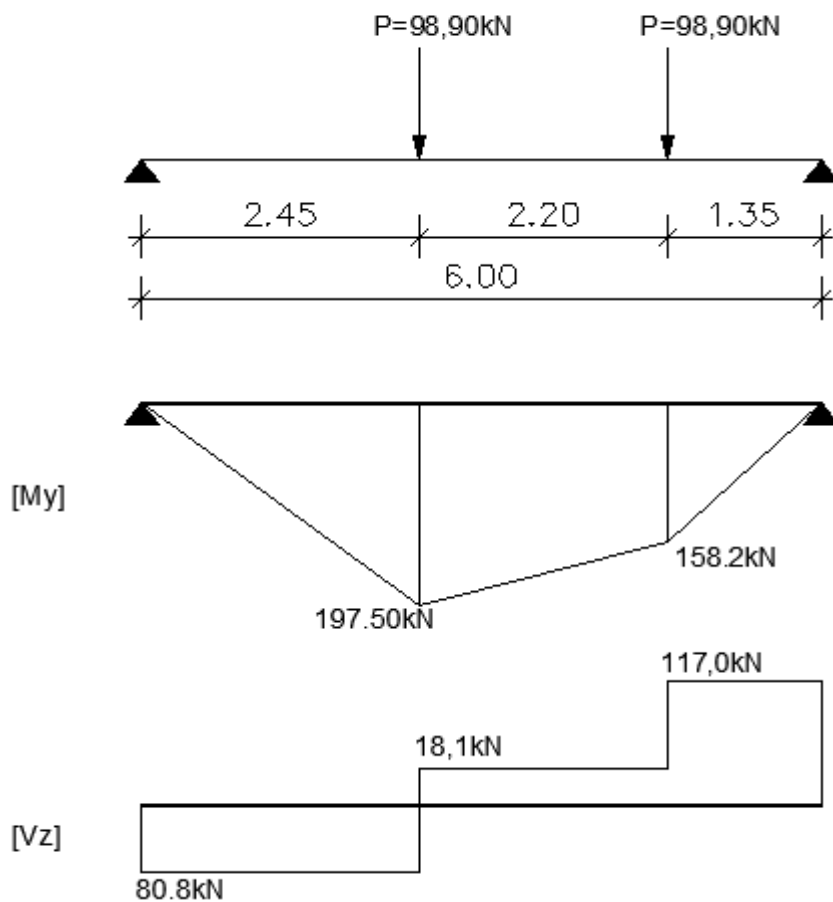
Σχήμα 2.20



$$\max M_y = (Q_{r,\max} / (8 * L)) * (2 * L - \alpha)^2 = (98,90 / (8 * 6,00)) * (2 * 6,00 - 2,20)^2 = 197,90 \text{ kN} * \text{m} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \max M_y = 197,90 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\mu\epsilon \alpha = 2,20 \text{ m} < 0,586 * L = 3,516 \text{ m}, x = 2,45 \text{ m}$$



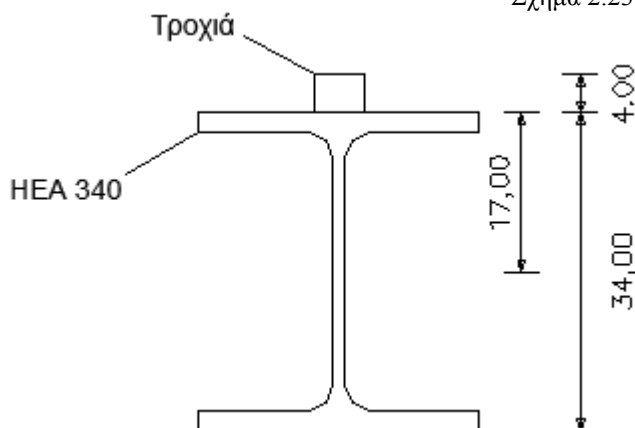
Σχήμα 2.21

Οριζόντιες δυνάμεις (πλευρικές)

$$H_T = 14,80 \text{ kN}$$

Λόγω της εκκεντρότητας των δυνάμεων αυτών ως προς το κέντρο της διατομής, παρουσιάζονται στρεπτικές ροπές:

Σχήμα 2.23



Έστω 4cm ύψος τροχιάς : $e = 17,00 + 4,00 = 21,00 \text{ cm}$

$$M = 14,80 * 21,00 = 310,80 \text{ kN} * \text{cm}$$

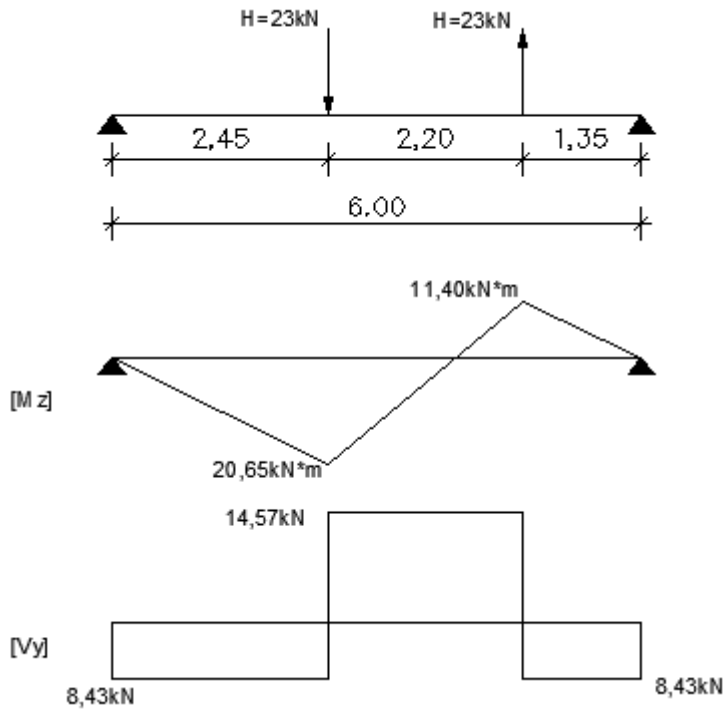
Η ροπή αυτή αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων:

$$H_t = (310,80 / 38) = 8,20 \text{ kN}$$

Οπότε συνολικά στο άνω πέλμα :

$$H = H_T + H_t = 14,80 + 8,20 = 23,00 \text{ kN}$$

Ακολουθούν τα διαγράμματα των οριζόντιων δυνάμεων:



Σχήμα 2.24

Οριζόντιες δυνάμεις (κατά μήκος)

Συγχρόνως με τα οριζόντια πλευρικά φορτία και τα κατακόρυφα φορτία, ασκούνται και τα οριζόντια κατά μήκος φορτία:

1. Αξονική δύναμη : $H_L=5,80 \text{ kN}$
2. Συγκεντρωμένη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας
 $5,80 \cdot 21,00 = 121,80 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 1,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$
3. Σταθερή τέμνουσα κατά μήκος της δοκού που μπορεί να αμελείται:
 $121,8/600 = 0,203 \text{ kN}$

Τα εντατικά μεγέθη των οριζόντιων φορτίσεων, συγκριτικά με τα προηγούμενα από τα κατακόρυφα είναι μικρά και μπορούν να αγνοηθούν.

Μέγιστη τέμνουσα V_y με βάση την θέση της γερ/ρας

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν το ένα από τα δύο κινητά συγκεντρωμένα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό.

$$\max V_{y,Ed} = Q_{r,\max} \cdot (1 + ((L-a)/L)) = 98,90 \cdot (1 + ((6,00-2,20)/6,00)) = 161,54 \text{ kN}$$

2.3.1.4 Για τον συνδυασμό 5 εντατικά μεγέθη

Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα M_z

Η ροπή αυτή προκαλείται στον συγκεκριμένο συνδυασμό ,όταν το φορτίο $H_s=20,55$ kN από την παραγωγή κίνησης της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσο του ανοίγματος.

Συγχρόνως προκαλεί και στρεπτική ροπή:

$$M_r=20,55*21=431,55 \text{ kN*cm}$$

$$E=17,00+4,00=21,00\text{cm}$$

Οριζόντιες δυνάμεις ισοδύναμου ζεύγους:

$$H_r=(431,55/(34+4))=11,40 \text{ kN}$$

Συνεπώς συνολική οριζόντια δύναμη:

$$H=20,55+11,40=32,00 \text{ kN}$$

Και η αντίστοιχη ροπή: $M_z=(1/4)*32,0*6,00=48,00 \text{ kN*m}$

Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα M_y

$$Q_{r,max}=1,35*64,80=87,40 \text{ kN}$$

$$M_y=(Q_{r,max}/(8*L))*(2*L-\alpha)^2=(87,40/48)*(2*6,00-2,20)^2=174,90 \text{ kN*m}$$

Μέγιστη τέμνουσα για κάμψη περί τον ασθενή άξονα

Αντιστοιχεί σε θέση του οριζόντιου φορτίου 32,00 kN πλησίον της στήριξης

2.3.1.5 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως

Ίδιο βάρος της δοκού κυλίσεως περιλαμβανομένης της τροχιάς:

$$G=1,64 \text{ kN /m}$$

Μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών στο μέσο του ανοίγματος :

$$M_{g,Ed}=1,35*(q*L^2)/8=(1,35*1,64*36,0)/8=10 \text{ kN*m}$$

$$V_{g,Ed}=1,35*q*L*0,5=0,5*1,35*1,64*6,00=6,70 \text{ kN}$$

Αντίστοιχα εντατικά μεγέθη στην θέση μέγιστης ροπής του συνδυασμού φορτίων 1:

Δηλαδή σε απόσταση $x=2,45\text{m}$ από το άκρο της δοκού

$$M_{Ed}=(6,70/1,35)*2,45-0,50*1,64*2,45^2=7,23 \text{ kN*m}$$

$$V_{Ed}=(6,70/1,35)-1,64*2,45=1,27 \text{ kN}$$

2.3.1.6 Έλεγχοι διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας

1. Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

Επιφάνεια διάτμησης : $A_{vz}=56,09\text{cm}^2$

Αντοχή σε διάτμηση: $V_{y,Rd}=(A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{\mu})=(56,09*23,50)/(\sqrt{3}*1,00)=761 \text{ kN}$

Έλεγχος:

$$V_{y,Ed}=161,54+6,70=168,24 < V_{y,Rd}=761 \text{ kN}$$

2. Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

Υποτίθεται ό,τι τα φορτία παραλαμβάνονται μόνον από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού:

$$V_{y,Rd}=(30,0*2,15*23,50)/(1,00*\sqrt{3})=875,11 \text{ kN} > V_{y,Ed}=32,0 \text{ kN}$$

3. Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για τον συνδυασμό φορτίων 1 (μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας)

Καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας:

$$M_y=197,90+9,77=207,70 \text{ kN}$$

Αντίστοιχη ορθή τάση:

$$\sigma_{y,1}=(M_y/W_{pl,y})=(207,70*100)/2156=9,63 \text{ kN /cm}^2$$

Ορθή τάση λόγω καμπτικής ροπής ασκούμενης στο άνω πέλμα της δοκού λόγω των εγκάρσιων φορτίων:

$$\sigma_{y,2}=(M_z/W_{pl,f,z})=(20,65*100)*(646)=3,20 \text{ kN /cm}^2$$

Ορθή τάση λόγω αξονικής δύναμης:

$$\sigma_{y,3}=(5,80/170,90)=0,03 \text{ kN /cm}^2$$

Έλεγχος:

$$\sigma_{y,Ed}=\sigma_{y,1}+\sigma_{y,2}+\sigma_{y,3}=9,63+3,20+0,03=12,86 \text{ kN /cm}^2 < \sigma_y/\gamma_{MO}=23,50 \text{ kN /cm}^2$$

4. Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για τον συνδυασμό φορτίων 5:

$$\sigma=(M_y/W_{pl,y})+(M_z/W_{pl,f,z})=((174,90*100)/2156)+((48*100)/646)=8,11+7,43=15,54 \Rightarrow$$

$$\sigma=15,54 \text{ kN /cm}^2 < \sigma_y/\gamma_{MO}=23,50 \text{ kN /cm}^2$$

2.3.1.7 Έλεγχοι τοπικής έντασης υπό το φορτίο του τροχού

Ο έλεγχος γίνεται υπό το φορτίο του τροχού στο ανώτατο σημείο του κορμού με βάση ελαστική ανάλυση και κριτήριο ισοδύναμης τάσης.

Για τον προσδιορισμό της τοπικής έντασης λαμβάνονται υπόψη:

a) Οι ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη

$$\sigma_x=(M*y)/I_y=(20770*12,8)/36660=7,25 \text{ kN /cm}^2$$

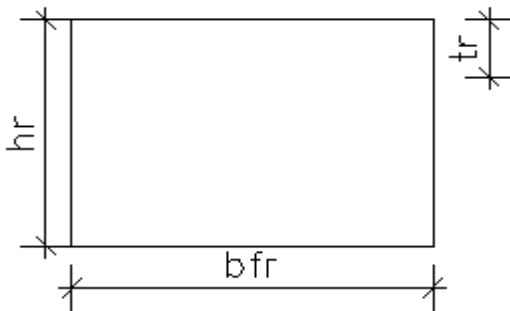
b) Οι εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού:

$$\sigma_{0z,Ed}=(F_{z,Ed}/(I_{eff}*t_w))$$

$F_{z,Ed}$: η τιμή σχεδιασμού από το φορτίο τροχού

I_{eff} : ενεργό φορτιζόμενο μήκος

t_w : είναι το πάχος του ελάσματος του κορμού



Σχήμα 2.25: Τροχιά

Εκτιμάται 25% φθορά της τροχιάς κατά το ύψος της:

$$\Delta t_r=0,25*4=1,0\text{cm}$$

Απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού:

$$d_r=4,0-1,0+2,15=5,15\text{cm}$$

$$b_{fr}=6,0\text{cm}=60\text{mm (πλάτος έδρασης της τροχιάς)}$$

Ενεργό πλάτος πέλματος:

$$b_{eff}=b_{fr}+d_r=6,0+5,15=11,15\text{cm} < b=30\text{cm (ολικό πλάτος πέλματος)}$$

Ροπή αδράνειας του ενεργού πλάτους πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα:

$$I_{f,eff}=11,15*2,15^3*(1/12)=9,23\text{cm}^4$$

Ροπή αδράνειας της τροχιάς ως προς το οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα:

$$I_r=(6*4^3)*(1/12)=32\text{cm}^4$$

Η τροχιά δεν θεωρείται εκ του τρόπου σταθεροποιήσεως της σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος, άρα: δύσκαμπτα συνδεδεμένη

$$I_{rf}=I_r+I_{f,eff}=32,00+9,23=41,23\text{cm}^4$$

$$\text{Ενεργό μήκος: } I_{eff}=3,25*[I_{rf}/t_w]^{(1/3)}=3,35*[41,23/1,20]^{(1/3)}=10,56\text{cm}$$

$$\text{Τελικά, } \sigma_{0z,Ed}=(F_{z,Ed}/(I_{eff}*t_w))=(98,90/(10,56*1,2))=7,80 \text{ kN /cm}^2$$

c) Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_{y,2}=\sigma_{T,Ed}(((6*T_{Ed})/(\alpha*t_w^2))*n*\tanh(n))$$

$$\text{όπου, } n=[((0,75*\alpha*t_w^3)/I_t)*((\sinh^2((\pi*h_w)/\alpha))/(\sinh((2*\pi*h_w)/\alpha)-((2*\pi*h_w)/\alpha)))]$$

πλάτος $b_f=5,0\text{cm}$

$e_y=(1/4)*b_f=1,25\text{cm}$

$T_{Ed}=F_{z,Ed}*e_y=98,90*1,25=123,625\text{kN*cm}$

Οι νευρώσεις στον κορμό τοποθετούνται μόνο στις θέσεις των στηρίξεων άρα $a=600\text{cm}$

$h_w=24,30\text{cm}$, $I_f=257,20\text{cm}^4 \Rightarrow n=4,03$

Έτσι, $\sigma_{y,2}=\sigma_{T,Ed}=\left(\frac{6*T_{Ed}}{a*t_w^2}\right)*n*\tanh(n)$ με $t_w=1,20\text{cm} \rightarrow \sigma_{y,2}=3,457\text{kN/cm}^2$

d) Διατμητικές τάσεις από κάμψη

Δρώσα τέμνουσα

$V_{Ed}=73,30+1,27=74,60\text{ kN}$

Διατμητική τάση

$\tau_1=(V_{Ed}*S)/(b*I_y)=(74,60*600)/(1,2*36660)=1,017\text{ kN/cm}^2$

e) Πρόσθετες διατμητικές τάσεις

Η πρόσθετη διατμητική τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού είναι:

$\tau_2=0,20*\sigma_{0,z,Ed}=0,20*7,80=1,56\text{ kN/cm}^2$

f) Έλεγχος ισοδύναμης τάσης

$\sigma_y=\sigma_{y,1}+\sigma_{y,2}=7,80+3,45=11,25\text{ kN/cm}^2$

$\tau=\tau_1+\tau_2=1,017+1,56=2,577\text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{eq}=(\sigma_x^2+\sigma_y^2-\sigma_x*\sigma_y+3*\tau^2)^{0,5}=(7,25^2+11,25^2-7,25*11,25+3*2,577^2)^{0,5}=9,91\text{kN/cm}^2$

$\sigma_{eq}=9,91\text{kN/cm}^2 < 23,50\text{ kN/cm}^2$

2.3.1.8 Έλεγχος μέλους έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\frac{N_{f,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1$$

Ο έλεγχος θα γίνει με βάση τον συνδυασμό φορτίων κατά την πρόβλεψη της παραγράφου 6,3,2 του Ευρωκώδικα 3, με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής αποτελούμενης από x θλιβόμενο πέλμα και το ένα πεμπτο του κορμού.

Χαρακτηριστικά ιδεατούς διατομής

$A=30*2,15+(1/5)*(170,90-2*30*2,15)=64,50+8,38=72,90\text{cm}^2$

$I_z=2,15*30^3*(1/12)=4837,50\text{cm}^4$

$I_z=(I_z/A)^{0,5}=(4837,50/72,90)^{0,5}=8,146\text{cm}$

$\lambda_z=(600/8,146)=73,6$

$\bar{\lambda}_z=(73,65/93,90)=0,784$

ελατή διατομή : $h/b=340/300=1,13 < 2,0 \rightarrow$ καμπύλη λυγισμού α

$\alpha_{LT}=0,21$

$\Phi_{LT}=0,5[1+\alpha_{LT}*(\bar{\lambda}_z-0,2)+\bar{\lambda}_z^2]=0,5[1+0,21(0,784-0,2)+0,784^2]=0,868$

$\chi_z=1/(0,868+\sqrt{(0,868^2-0,784^2)})\leq 1,0 \Rightarrow \chi_z=0,806$

Θλιπτική δύναμη και αντοχή σε λυγισμό

$N_{f,Ed}=\left(\frac{197,90+9,77}{38}\right)*100=546,50\text{kN}$

$N_{Rd}=(x*A*f_y)/\gamma_{MO}=(0,806*72,90*23,50)/1,00=1380,80\text{ kN} > N_{f,Ed}=546,50\text{kN}$

Κάμψη από πλευρικές δυνάμεις

(θεωρείται ότι παραλαμβάνονται μόνο από το θλιβόμενο πέλμα)

$M_{z,Ed}=20,65\text{kN}$

Η αντοχή της διατομής θα είναι:

$$W_{pl,f} = 2,15 \cdot 30^2 \cdot 0,25 = 483,75 \text{ cm}^3$$

$$M_{z,Rk} = W_{pl,f} \cdot \sigma_y = (483,75 \cdot 23,5) / 1,00 = 113,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{zz} = c_{mz} \cdot (1 + (1,4 \cdot N_{Ed} / N_{Rd})) \Rightarrow K_{zz} = 0,90 \cdot (1 + (1,4 \cdot 546,50 / 1380,80)) = 1,4$$

$$c_{mz} = 0,90$$

$$\frac{N_{f,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1$$

$$(546,50 / 1380,80) + ((1,4 \cdot 20,65) / 113,70) = 0,396 + 0,255 = 0,651 < 1$$

Έχω λοιπόν επάρκεια έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού.

2.3.1.9 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

1. Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως υπό τα φορτία τροχού

$$P = 0,5 \cdot [0,5 \cdot 4,39 \cdot 12,65 + (9,50 + 100) \cdot (11,75 / 12,65)] = 64,75 \text{ kN}$$

(από δυσμενή δοκό χωρίς συντελεστές φ)

$$\delta_{z1} = ((P \cdot c) / (24 \cdot E \cdot I_y)) \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot c^2) =$$

$$= ((64,75 \cdot 190) / (24 \cdot 21000 \cdot 36660)) \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 190^2) = 0,622 \text{ cm}$$

$$C = 190 \text{ cm}, E = 21000 \text{ kN/cm}^2, I_y = 36660 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{z2} = (5 / 384) \cdot ((0,0164 \cdot 600^4) / (21000 \cdot 36660)) = 0,036$$

$$\delta_z = \delta_{z1} + \delta_{z2} = 0,622 + 0,036 = 0,658 < (L / 600) = 1 \text{ cm}$$

και προφανώς $\delta_z < 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$

2. Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση των απέναντι δοκών κυλίσεως

Για την ευμενή δοκό:

$$P' = 0,50 \cdot [0,5 \cdot 4,39 \cdot 12,65 + (9,50 + 100) \cdot (0,90 / 12,65)] = 17,77 \text{ kN}$$

$$\delta_{z1} = ((P' \cdot c) / (24 \cdot E \cdot I_y)) \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot c^2) = 0,17 \text{ cm}, \Delta h_c = 0,622 - 0,17 = 0,452 < (L / 600) = 1 \text{ cm}$$

3. Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

Ξανά θα υποθεθεί ότι το φορτίο θα παραληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως.

$$\text{Ροπή αδράνειας πέλματος : } I_{f,z} = (2,15 \cdot 30^3) \cdot (1 / 12) = 4837,5 \text{ cm}^4$$

$$\delta_y = (P \cdot L^2) / (48 \cdot E \cdot I_z) = (15,22 \cdot 600^3) / (48 \cdot 21000 \cdot 4837,5) = 0,674 \text{ cm} < (L / 600) = 1 \text{ cm}$$

$$P = H_s = 15,22 \text{ kN}$$

4. Αποφυγή ταλάντωσης του κάτω πέλματος

$$I_{f,z} = (2,15 \cdot 30^3) \cdot (1 / 12) = 4837,5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας : } i_{f,z} = (4837,5 / (30 \cdot 2,15))^{0,5} = 8,66 \text{ cm}$$

Λυγηρότητα κάτω πέλματος :

$$(L / i_{f,z}) = (600 / 8,66) = 69,28$$

Επειδή $(L / i_{f,z}) = 69,28 < 250$ δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος

2.3.2 Για την γερανογέφυρα ανοίγματος 10,00m

2.3.2.1 Επιλογή διατομής με βάση το επιτρεπόμενο βέλος κάμψης

Μήκος της δοκού κυλίσεως (L): L=6,00m

Μετατόχιση (α): α=2,50m

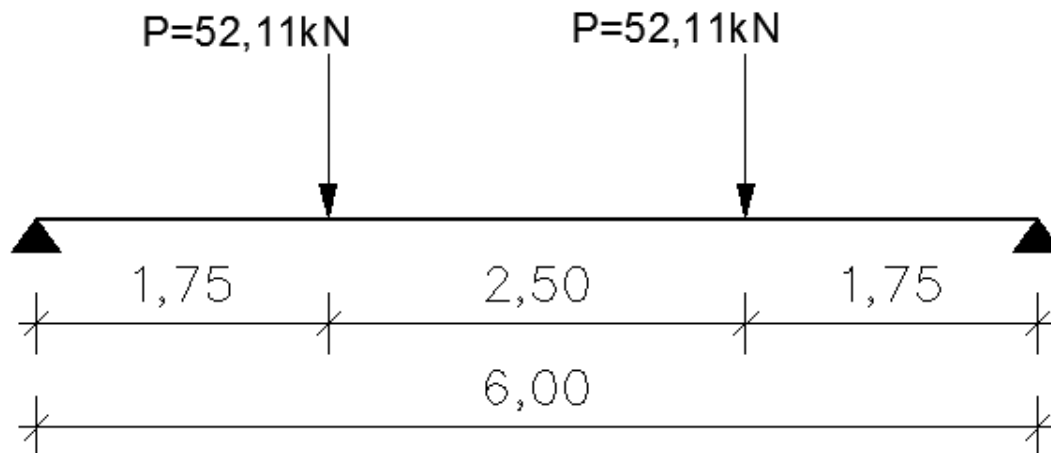
Άρα $0,65 * L = 0,65 * 6,00 = 3,90\text{m} > \alpha = 2,50\text{m} \Rightarrow 0,65 * L > \alpha$

Συνεπώς το μέγιστο βέλος f της αμφιέριστης δοκού κυλίσεως ανοίγματος $L=6,00\text{m}$, υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία P απέχοντα α μεταξύ τους, σε συμμετρική διάταξη ως προς το μέσο της δοκού, δίνονται από την σχέση:

$$\delta_{\max} = ((P * c) / (24 * E * I)) * (3 * L^2 - 4 * c^2)$$

$$P = 1,35 * Q_{r,\max} = 1,35 * 38,60 = 52,11 \text{ kN}$$

$$c = 1,75\text{m}, E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$



Σχήμα 2.26

$$\delta_{\max} = ((52,11 * 175) / (24 * 21000 * I_y)) * (3 * 600^2 - 4 * 175^2) \Rightarrow \delta_{\max} = (17324,76 / I_y)$$

$$\text{Πρέπει όμως: } \delta_{\max} < L / 600 \Rightarrow \delta_{\max} < 1\text{cm} \Rightarrow (17324,76 / I_y) < 1\text{cm} \Rightarrow I_y > 17324,76\text{cm}^4$$

Επίσης $\delta_{\max} < 25\text{mm} = 2,5\text{cm}$

Επιλέγω διατομή HEB 280 με $I_y = 19270\text{cm}^4$, Ποιότητα χάλυβα S235.

Από πρότυπο πίνακα η διατομή σε καθαρή θλίψη και καθαρή κάμψη είναι κατηγορίας 1. Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και εκτελείται πλαστικός έλεγχος.

2.3.2.2 Υπολογισμός βελών κάμψης

iii. Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων:

$$\delta_{1z} = ((52,11 * 175) / (24 * 21000 * 19270)) * (3 * 600^2 - 4 * 175^2) = 0,90\text{cm}$$

iv. Λόγω ίδιου βάρους της δοκού:

$$G = 1,03\text{kN/m} + 0,30 \text{ kN/m} = 1,33 \text{ kN/m} = 0,0133 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{2z} = (5 * 0,0133 * 600^4) / (384 * 21000 * 19270) = 0,055\text{cm}$$

Συνολική παραμόρφωση:

$$\delta_{\text{ολ}} = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 0,90 + 0,055 = 0,955\text{cm}$$

Τιμή γενικά αποδεκτή αφού: $\delta_{\text{ολ}} < 1\text{cm}$ και $\delta_{\text{ολ}} < 25\text{mm}$

2.3.2.3 Για τον συνδυασμό 1-εντατικά μεγέθη

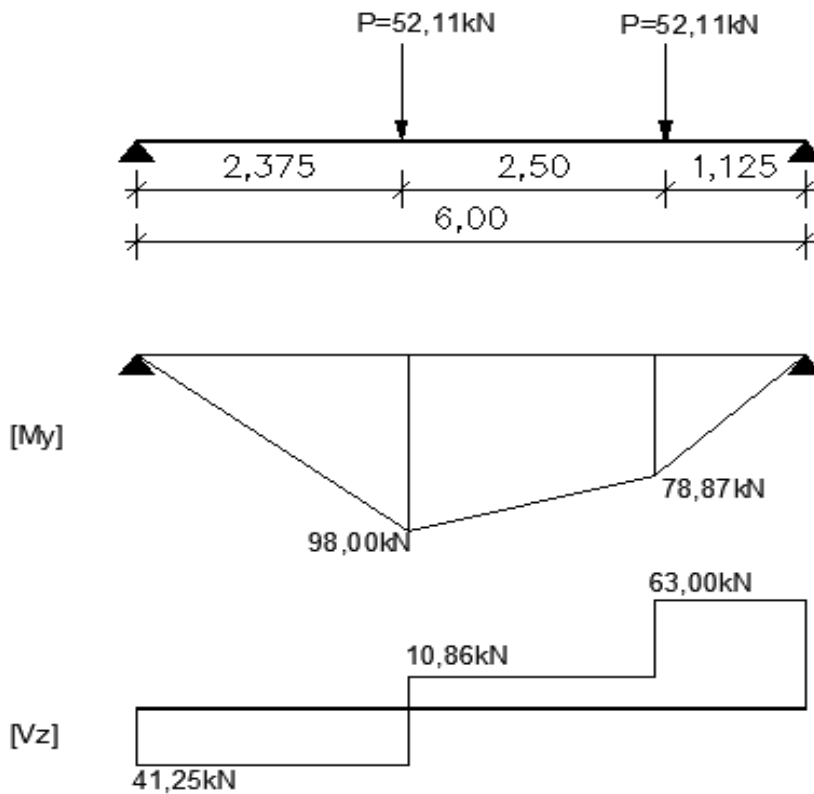
Μέγιστη ροπή M_y και τέμνουσα V_z

$$\alpha = 2,50\text{m} \text{ και } L = 6,00\text{m}$$

$$0,586 * L = 0,586 * 6,00 = 3,516 > \alpha \Rightarrow \text{έχω δηλαδή την περίπτωση όπου } \alpha < 0,586 * L$$

Έτσι το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού:

$$x = (2 * L - \alpha) / 4 = (2 * 6,00 - 2,50) / 4 = 2,375\text{m}$$



Σχήμα 2.27

$$\max M_y = (Q_{r,\max} / (8 * L)) * (2 * L - a)^2 = (52,11 / (8 * 6,00)) * (2 * 6,00 - 2,50)^2 = 98,00 \text{ kN} * \text{m} \Rightarrow$$

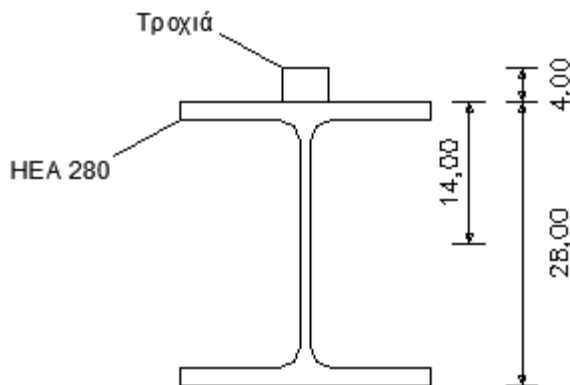
$$\Rightarrow \max M_y = 98,00 \text{ kN} * \text{m}$$

με $a = 2,50 \text{ m} < 0,586 * L = 3,516 \text{ m}$, $x = 2,375 \text{ m}$

Οριζόντιες δυνάμεις (πλευρικές)

$$H_T = 5,10 \text{ kN}$$

Λόγω της εκκεντρότητας των δυνάμεων αυτών ως προς το κέντρο της διατομής, παρουσιάζονται στρεπτικές ροπές:



Έστω 4cm ύψος τροχιάς :

$$e = 14,00 + 4,00 = 18,00 \text{ cm}$$

$$M = 5,10 * 18,00 = 91,80 \text{ kN} * \text{cm}$$

Σχήμα 2.28

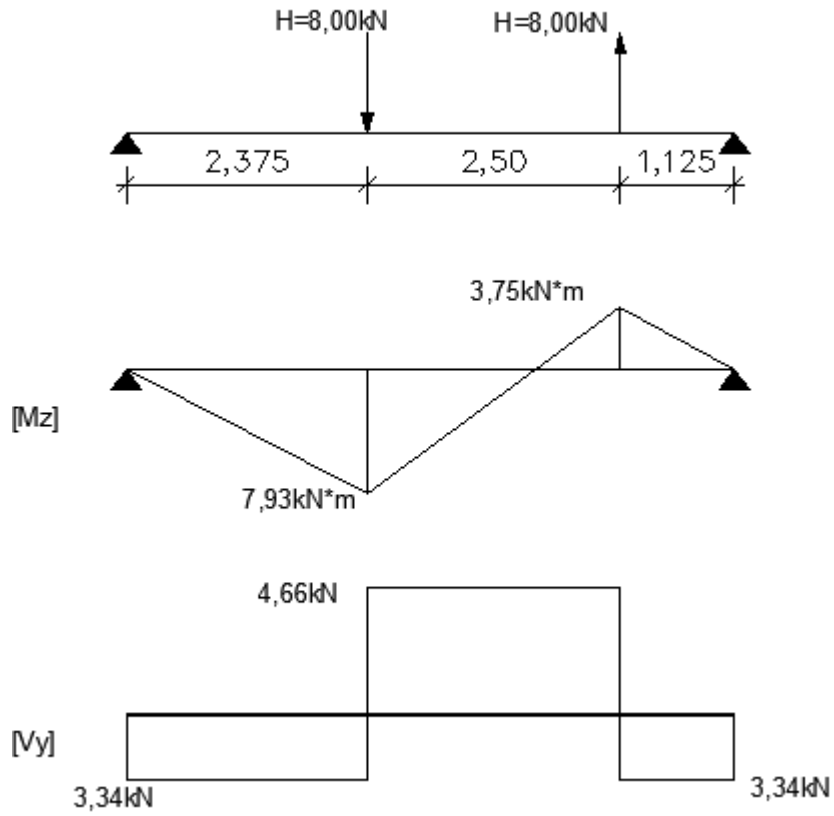
Η ροπή αυτή αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων:

$$H_t = (91,80 / 32) = 2,87 \text{ kN}$$

Οπότε συνολικά στο άνω πέλμα :

$$H=H_T+H_i=5,10+2,87=7,97 \text{ kN} \sim 8,00\text{kN}$$

Ακολουθούν τα διαγράμματα των οριζόντιων δυνάμεων:



Σχήμα 2.29

Οριζόντιες δυνάμεις (κατά μήκος)

Συγχρόνως με τα οριζόντια πλευρικά φορτία και τα κατακόρυφα φορτία, ασκούνται και τα οριζόντια κατά μήκος φορτία:

1. Αξονική δύναμη : $H_L=3,28 \text{ kN}$
2. Συγκεντρωμένη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας
 $3,28*18,00=59,04 \text{ kN*cm}$
3. Σταθερή τέμνουσα κατά μήκος της δοκού που μπορεί να αμελείται:
 $59,04/600=0,0984 \text{ kN}$

Τα εντατικά μεγέθη των οριζόντιων φορτίσεων, συγκριτικά με τα προηγούμενα από τα κατακόρυφα είναι μικρά και μπορούν να αγνοηθούν.

Μέγιστη τέμνουσα V_y με βάση την θέση της γερ/ρας

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν το ένα από τα δύο κινητά συγκεντρωμένα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό.

$$\max V_{y,Ed} = Q_{r,max} * (1 + ((L-\alpha)/L)) = 52,11 * (1 + ((6,00-2,50)/6,00)) = 82,50 \text{ kN}$$

2.3.2.4 Για τον συνδυασμό 5 εντατικά μεγέθη

Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα M_z

Η ροπή αυτή προκαλείται στον συγκεκριμένο συνδυασμό, όταν το φορτίο $H_s=10,70 \text{ kN}$ από την παραγωγή κίνησης της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσο του ανοίγματος.

Συγχρόνως προκαλεί και στρεπτική ροπή:

$$M_t = 10,70 * 18 = 192,60 \text{ kN*cm}$$

$$E = 14,00 + 4,00 = 18,00 \text{ cm}$$

Οριζόντιες δυνάμεις ισοδύναμου ζεύγους:

$$H_t = (192,6/32) = 6,00 \text{ kN}$$

Συνεπώς συνολική οριζόντια δύναμη:

$$H = 10,70 + 6,00 = 16,70 \text{ kN}$$

Και η αντίστοιχη ροπή: $M_z = (1/4) * 16,7 * 6,00 = 25,05 \text{ kN*m}$

Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα M_y

$$Q_{r,max} = 1,35 * 34,91 = 47,14 \text{ kN}$$

$$M_y = (Q_{r,max} / (8 * L)) * (2 * L - \alpha)^2 = (47,14 / 48) * (2 * 6,00 - 2,50)^2 = 88,63 \text{ kN*m}$$

Μέγιστη τέμνουσα για κάμψη περί τον ασθενή άξονα

Αντιστοιχεί σε θέση του οριζόντιου φορτίου 16,70 kN πλησίον της στήριξης.

2.3.2.5 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως

Ίδιο βάρος της δοκού κυλίσεως περιλαμβανομένης της τροχιάς:

$$G = 1,03 \text{ kN/m}$$

Μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών στο μέσο του ανοίγματος :

$$M_{g,Ed} = 1,35 * (q * L^2) / 8 = (1,35 * 1,03 * 36,0) / 8 = 6,25 \text{ kN*m}$$

$$V_{g,Ed} = 1,35 * q * L * 0,5 = 0,5 * 1,35 * 1,03 * 6,00 = 4,17 \text{ kN}$$

Αντίστοιχα εντατικά μεγέθη στην θέση μέγιστης ροπής του συνδυασμού φορτίων 1:

Δηλαδή σε απόσταση $x=2,375 \text{ m}$ από το άκρο της δοκού

$$M_{Ed} = (4,17 / 1,35) * 2,375 - 0,50 * 1,03 * 2,375^2 = 6,00 \text{ kN*m}$$

$$V_{Ed} = (4,17 / 1,35) - 1,03 * 2,375 = 0,86 \text{ kN}$$

2.3.2.6 Έλεγχοι διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας

5. Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

Επιφάνεια διάτμησης : $A_{vz}=41,09\text{cm}^2$

Αντοχή σε διάτμηση: $V_{z,Rd}=(A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_\mu)=(41,09*23,50)/(\sqrt{3}*1,00)=557,50\text{ kN}$

Έλεγχος:

$V_{z,Ed}=82,50+4,17=86,67 < V_{y,Rd}=557,50\text{ kN}$

6. Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

Υποτίθεται ό,τι τα φορτία παραλαμβάνονται μόνον από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού:

$V_{y,Rd}=(50,40*23,50)/(1,00*\sqrt{3})=683,80\text{ kN} > V_{y,Ed}=16,70\text{ kN}$

7. Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για τον συνδυασμό φορτίων 1 (μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας)

Καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας:

$M_y=98,00+6,00=104,00\text{ kN}$

Αντίστοιχη ορθή τάση:

$\sigma_{y,1}=(M_y/W_{pl,y})=(104,00*100)/1534=6,78\text{ kN/cm}^2$

Ορθή τάση λόγω καμπτικής ροπής ασκούμενης στο άνω πέλμα της δοκού λόγω των εγκάρσιων φορτίων:

$\sigma_{y,2}=(M_z/W_{pl,f,z})=(7,93*100)*(358,80)=2,21\text{ kN/cm}^2$

Ορθή τάση λόγω αξονικής δύναμης:

$\sigma_{y,3}=(3,28/131,40)=0,025\text{ kN/cm}^2$

Έλεγχος:

$\sigma_{y,Ed}=\sigma_{y,1}+\sigma_{y,2}+\sigma_{y,3}=6,78+2,21+0,025=9,015\text{ kN/cm}^2 < \sigma_y/\gamma_{MO}=23,50\text{ kN/cm}^2$

8. Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για τον συνδυασμό φορτίων 5:

$\sigma=(M_y/W_{pl,y})+(M_z/W_{pl,f,z})=((88,63*100)/1534)+((25,05*100)/717,6)=5,77+3,49=9,26=>$

$\sigma=9,26\text{ kN/cm}^2 < \sigma_y/\gamma_{MO}=23,50\text{ kN/cm}^2$

2.3.2.7 Έλεγχοι τοπικής έντασης υπό το φορτίο του τροχού

Ο έλεγχος γίνεται υπό το φορτίο του τροχού στο ανώτατο σημείο του κορμού με βάση ελαστική ανάλυση και κριτήριο ισοδύναμης τάσης.

Για τον προσδιορισμό της τοπικής έντασης λαμβάνονται υπόψη:

g) Οι ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη

$\sigma_x=(M*y)/I_y=(10400*12,2)/19270=6,58\text{ kN/cm}^2$

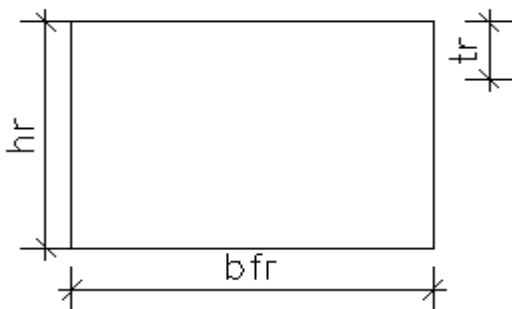
h) Οι εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού:

$\sigma_{0z,Ed}=(F_{z,Ed}/(l_{eff}*t_w))$

$F_{z,Ed}$: η τιμή σχεδιασμού από το φορτίο τροχού

l_{eff} : ενεργό φορτιζόμενο μήκος

t_w : είναι το πάχος του ελάσματος του κορμού



Σχήμα 2.25: Τροχιά

Εκτιμάται 25% φθορά της τροχιάς κατά το ύψος της:

$$\Delta t_r = 0,25 \cdot 4 = 1,0 \text{ cm}$$

Απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού:

$$d_r = 4,0 - 1,0 + 1,8 = 4,80 \text{ cm}$$

$$b_{fr} = 6,0 \text{ cm} = 60 \text{ mm} \text{ (πλάτος έδρασης της τροχιάς)}$$

Ενεργό πλάτος πέλματος:

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r = 6,0 + 4,80 = 10,80 \text{ cm} < b = 28 \text{ cm} \text{ (ολικό πλάτος πέλματος)}$$

Ροπή αδράνειας του ενεργού πλάτους πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα:

$$I_{f,eff} = 10,8 \cdot 1,80^3 \cdot (1/12) = 5,25 \text{ cm}^4$$

Ροπή αδράνειας της τροχιάς ως προς το οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα:

$$I_r = (6 \cdot 4^3) \cdot (1/12) = 32 \text{ cm}^4$$

Η τροχιά δεν θεωρείται εκ του τρόπου σταθεροποιήσεως της σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος, άρα: δύσκαμπτα συνδεδεμένη

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 32,00 + 5,25 = 37,25 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ενεργό μήκος: } l_{eff} = 3,25 \cdot [I_{rf} / t_w]^{1/3} = 3,35 \cdot [37,25 / 1,05]^{1/3} = 10,68 \text{ cm}$$

$$\text{Τελικά, } \sigma_{0z,Ed} = (F_{z,Ed} / (l_{eff} \cdot t_w)) = (52,11 / (10,68 \cdot 1,05)) = 4,646 \text{ kN/cm}^2$$

i) Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_{y,2} = \sigma_{T,Ed} = ((6 \cdot T_{Ed}) / (\alpha \cdot t_w^2)) \cdot n \cdot \tanh(n)$$

$$\text{όπου, } n = [((0,75 \cdot \alpha \cdot t_w^3) / I_t) \cdot ((\sinh^2((\pi \cdot h_w) / \alpha)) / (\sinh((2 \cdot \pi \cdot h_w) / \alpha) - ((2 \cdot \pi \cdot h_w) / \alpha)))]$$

$$\text{πλάτος } b_r = 5,0 \text{ cm}$$

$$e_y = (1/4) \cdot b_r = 1,25 \text{ cm}$$

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y = 52,11 \cdot 1,25 = 65,13 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Ο νευρώσεις στον κορμό τοποθετούνται μόνο στις θέσεις των στηρίξεων άρα $\alpha = 600 \text{ cm}$

$$h_w = 19,60 \text{ cm}, I_t = 143,70 \text{ cm}^4 \Rightarrow n = 6,13$$

$$\text{Έτσι, } \sigma_{y,2} = \sigma_{T,Ed} = ((6 \cdot T_{Ed}) / (\alpha \cdot t_w^2)) \cdot n \cdot \tanh(n) \text{ με } t_w = 1,05 \text{ cm} \rightarrow \sigma_{y,2} = 3,62 \text{ kN/cm}^2$$

j) Διατμητικές τάσεις από κάμψη

Δρώσα τέμνουσα

$$V_{Ed} = 38,60 + 0,86 = 39,46 \text{ kN}$$

Διατμητική τάση

$$\tau_1 = (V_{Ed} \cdot S) / (b \cdot I_y) = (39,46 \cdot 600) / (1,05 \cdot 19270) = 1,17 \text{ kN/cm}^2$$

k) Πρόσθετες διατμητικές τάσεις

Η πρόσθετη διατμητική τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού είναι:

$$\tau_2 = 0,20 \cdot \sigma_{0z,Ed} = 0,20 \cdot 4,64 = 0,928 \text{ kN/cm}^2$$

l) Έλεγχος ισοδύναμης τάσης

$$\sigma_y = \sigma_{y,1} + \sigma_{y,2} = 4,646 + 3,62 = 8,266 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 1,17 + 0,928 = 2,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2)^{0,5} = (6,58^2 + 8,266^2 - 6,58 \cdot 8,266 + 3 \cdot 2,10^2)^{0,5} = 8,39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eq} = 8,39 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$$

2.3.2.8 Έλεγχος μέλους έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\frac{N_{f,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1$$

Ο έλεγχος θα γίνει με βάση τον συνδυασμό φορτίων κατά την πρόβλεψη της παραγράφου 6,3,2 του Ευρωκώδικα 3, με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής αποτελούμενης από x θλιβόμενο πέλμα και το ένα πεμπτο του κορμού.

Χαρακτηριστικά ιδεατούς διατομής

$$A=28*1,8+(1/5)*(131,40-2*28*1,80)=50,40+6,12=56,52\text{cm}^2$$

$$I_z=1,8*28^3*(1/12)=3292,8\text{cm}^4$$

$$i_z=(I_z/A)^{0,5}=(3292,8/56,52)^{0,5}=7,63\text{cm}$$

$$\lambda_z=(600/7,63)=78,63$$

$$\bar{\lambda}_z=(78,63/93,90)=0,837$$

ελατή διατομή : $h/b=280/280=1,00 < 2,0 \rightarrow$ καμπύλη λυγισμού α

$$\alpha_{LT}=0,21$$

$$\Phi_{LT}=0,5[1+\alpha_{LT}*(\bar{\lambda}_z-0,2)+\lambda_z^2]=0,5[1+0,21(0,837-0,2)+0,837^2]=0,917$$

$$x_z=1/(0,917+\sqrt{(0,917^2-0,837^2)})\leq 1,0 \Rightarrow x_z=0,77$$

Θλιπτική δύναμη και αντοχή σε λυγισμό

$$N_{f,Ed}=(98,00+6,00)*100/32=273,68\text{kN}$$

$$N_{Rd}=(x*A*f_y)/\gamma_{MO}=(0,77*56,52*23,50)/1,00=1022,73\text{ kN} > N_{f,Ed}=273,68\text{kN}$$

Κάμψη από πλευρικές δυνάμεις

(θεωρείται ότι παραλαμβάνονται μόνο από το θλιβόμενο πέλμα)

$$M_{z,Ed}=7,93\text{kN}$$

Η αντοχή της διατομής θα είναι:

$$W_{pl,f}=1,80*28^2*0,25=352,8\text{cm}^3$$

$$M_{z,Rk}=W_{pl,f}*s_y=(352,8*23,5)/1,00=82,90\text{kN*m}$$

$$K_{zz}=c_{mz}*(1+(1,4*N_{Ed}/N_{Rd})) \Rightarrow K_{zz}=0,90*(1+(1,4*273,68/1022,73))=1,237$$

$$c_{mz}=0,90$$

$$\frac{N_{f,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1$$

$$(273,68/1022,73)+((1,237*7,93)/82,90)=0,267+0,118=0,385 < 1$$

Έχω λοιπόν επάρκεια έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού.

2.3.2.9 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

5. Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως υπό τα φορτία τροχού

$$P=0,5*[0,5*3,10*10+(8+50)*(9,10/10)]=34,14\text{kN}$$

(από δυσμενή δοκό χωρίς συντελεστές φ)

$$\delta_{z1}=(P*c)/(24*E*I_y)*(3*l^2-4*c^2)=$$

$$=((34,14*175)/(24*21000*19270))*(3*600^2-4*175^2)=0,589\text{cm}$$

$$C=175\text{cm}, E=21000\text{kN/cm}^2, I_y=19270\text{cm}^4$$

$$\delta_{z2}=(5/384)*((0,0133*600^4)/(21000*19270))=0,055$$

$$\delta_z=\delta_{z1}+\delta_{z2}=0,589+0,055=0,644 < (L/600)=1\text{cm}$$

και προφανώς $\delta_z < 25\text{mm}=2,5\text{cm}$

6. Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση των απέναντι δοκών κυλίσεως

Για την ευμενή δοκό:

$$P'=0,50*[0,5*3,10*10+(8+50)*(0,90/10)]=10,36\text{kN}$$

$$\delta_{z1}=(P'*c)/(24*E*I_y)*(3*l^2-4*c^2)=0,178\text{cm}, \Delta h_c=0,589-0,178=0,411 < (L/600)=1\text{cm}$$

7. Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία
 Ξανά θα υποτεθεί ότι το φορτίο θα παραληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως.
 Ροπή αδράνειας πέλματος : $I_{f,z}=(1,8*28^3)*(1/12)=3292,8\text{cm}^4$
 $\delta_y=(P*L^2)/(48*E*I_z)=(7,92*600^3)/(48*21000*3292,8)=0,515\text{cm}<(L/600)=1\text{cm}$
 $P=H_s=7,92\text{kN}$
8. Αποφυγή ταλάντωσης του κάτω πέλματος
 $I_{f,z}=(1,8*28^3)*(1/12)=3292,8\text{cm}^4$
 Αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας : $i_{f,z}=(3292,8/(28*1,8))^{0,5}=8,08\text{cm}$
 Λυγηρότητα κάτω πέλματος :
 $(L/i_{f,z})=(600/8,08)=74,25$
 Επειδή $(L/i_{f,z})=74,25<250$ δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος.

3 Δράσεις επί τις κατασκευής

3.1 Εισαγωγή

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο , ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό , να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για την χρήση για την οποία προορίζεται για όλη τη διάρκεια αυτή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την :

- Αντοχή
- Λειτουργικότητα
- Ανθεκτικότητα

Ανάλογα με τη χρήση , τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα , για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Οι δράσεις αυτές ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο , κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G): ίδιο βάρος κατασκευής , σταθερός εξοπλισμός , επιστρώσεις κ.α.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ.), πιέσεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C).
3. Τυχηματικές δράσεις (A):εκρήξεις , πρόσκρουση οχήματος , τυρκαγιά κλπ.

Οι δράσεις δραστηριοποιούνται επίσης βάσει:

- I. Της προέλευσης τους, ως άμεσες (π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία) ή έμμεσες (π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων , ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού)
- II. Της χωρικής μεταβολής τους , ως σταθερές (π.χ. ίδιο βάρος) ή ελεύθερες (π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών) και
- III. Της φύσης τους ή της απόκρισης της κατασκευής , ως στατικές ή δυναμικές.
- IV. Τέλος, υπάρχει και η σεισμική δράση (E) επί της κατασκευής , η οποία μπορεί να θεωρείται είτε ως τυχηματική ή και μεταβλητή δράση , ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής.

Σημειώνεται ότι οι έμμεσες δράσεις , οι οποίες προκαλούνται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, μπορεί να είναι είτε μόνιμες είτε μεταβλητές.

Δράσεις οι οποίες προκαλούνται από νερό μπορεί να θεωρηθούν ως μόνιμες ή μεταβλητές , ανάλογα με τις διακυμάνσεις του μεγέθους τους με το χρόνο.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις , οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο θα είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής , όπως τα ίδια βάρη (φέροντα

στοιχεία , τοίχοι πληρώσεως , ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις , ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα , κλιματιστικά συστήματα).

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου και δεν εισάγονται στη σεισμική καταπόνηση.

Η οροφή του μεταλλικού κτιρίου που μελετάμε θεωρήθηκε κατηγορίας H, δηλαδή είναι μια οροφή προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές. Η προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος για οροφή κατηγορίας H είναι $q_k = 0,50$ KN/m², την οποία και λάβαμε υπόψη μας ως κινητό φορτίο οροφής.

3.3.1 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξημένη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψόμετρα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχαματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ανάλογα, λοιπόν, με τη μορφή της στέγης (κλίση), τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Όσο αφορά την πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού, αυτή δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από τον βαθμό συμπύκνωσης του στην συγκεκριμένη θέση.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Το μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά ανφέρονται σε κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού), μπορεί να εφαρμοστεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * S_{Ad}$$

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

-Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$

-Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

$S_{Ad} = C_{esI} * s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

1. Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/ m}^2$) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

2. Ζώνη II ($s_{k,0} = 1,7 \text{ KN/m}^2$) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

3. Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$) : Υπόλοιπη χώρα.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

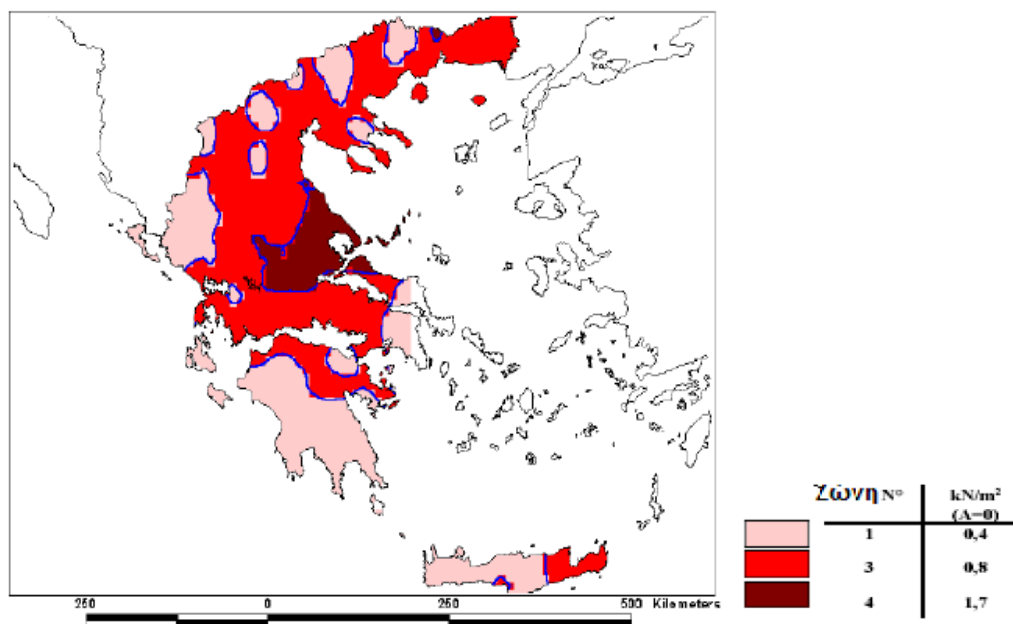
Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

Όπου

$s_{k,0}$: είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$), σε kN/m^2

A : είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m .



Σχήμα 3.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

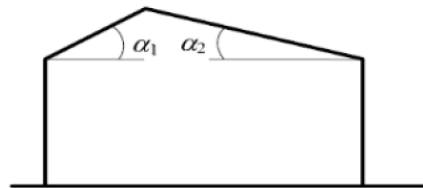
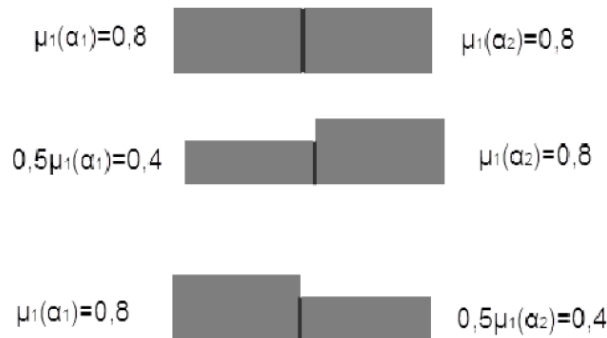
Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Γενικά θα χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μορφής, οι οποίοι δίνονται σ' αυτή την παράγραφο, εκτός εάν η Αρμόδια Εθνική Υπηρεσία επιβάλλει λόγω ιδιαίτερων κλιματολογικών συνθηκών, τη χρήση των συντελεστών που δίνονται στο Παράρτημα Β του Μέρους 1-3.

Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

1. Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
2. Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Στο Σχήμα 3.2 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δικλινείς στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



Σχήμα 3.2: Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές μ_1 δίνονται στον πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 3.1

Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το μεταλλικό κτίριο που μελετάμε βρίσκεται στην περιοχή των Οιοφυτών Βοιωτίας και σε υψόμετρο 110m από τη στάθμη της θάλασσας, δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη III ($s_{k,0}=0,8 \text{ kN/m}^2$) και έχω $A=110\text{m}$.

- Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

$$\text{Άρα, } s_k = 0,8 \cdot (1 + (110/917)^2) = 0,812 \text{ kN/m}^2$$

- Ο συντελεστής μορφής χιονιού μ_1 για κλίση στέγης $\alpha=6,00^\circ$ ή $\alpha=4,00^\circ$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) είναι 0,8 (από πίνακα 3.1)
- Ο συντελεστής έκθεσης C_e λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με 1
- Ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με 1

Άρα για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Δράσεις ανέμου

Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200 m.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

1. Η γεωγραφική θέση. Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ό,τι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπυλών, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.

2. Η φυσική θέση. Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

3. Η τοπογραφία. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με τον συντελεστή τοπογραφίας.

4. Οι διαστάσεις των κτιρίων. Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

5. Η μέση ταχύτητα του ανέμου. Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.

6. Το σχήμα της κατασκευής. Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν

τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.

7. Η κλίση της στέγης. Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.

9. Η διεύθυνση του ανέμου. Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

3.3.2.1 Υπολογισμός δράσεων ανέμου

Αρχικά επισημαίνουμε πως το κτίριο δεν διαθέτει μόνιμα ανοίγματα γι' αυτό και μελετάται μόνο η εξωτερική πίεση του ανέμου. Οι πόρτες και τα παράθυρα εντάσσονται στις τυχηματικές καταστάσεις.

- **Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b** ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, και προσδιορίζεται ως εξής:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

$v_{b,0}$: Είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια, ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την Ελλάδα ορίζεται στα 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και στα 27m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10km από την ακτή. Έτσι λαμβάνεται $v_{b,0}=27m/s$.

c_{dir} : Ο συντελεστής διεύθυνσης είναι $c_{dir}=1,0$

c_{season} : Ο συντελεστής εποχής είναι $c_{season}=1,0$

Έτσι, $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 27,0 = 27m/s$

- **$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$, v_m : μέση ταχύτητα του ανέμου**

Από πίνακα 4.1 Σελ. 77 του Ευρωκώδικα 1 → Έδαφος κατηγορίας III

Άρα, $z_0=0,3$, $z_{min}=5$, $z_{0,II}=0,05$

Αφού $h=11m < b=25m \rightarrow z_e=11m$

$z_0=0,3m < z_e=11m < z_{max}=200m$

Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z_e)$:

$$c_r(z_e) = k_r * \ln(z_e/z_0)$$

$k_r = 0,19 * (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,19 * (0,3/0,05)^{0,07} = 0,215$, k_r : συντελεστής εδάφους

$c_r(z_e) = 0,215 * \ln(11/0,3) = 0,774$

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι $c_0(z) = 1,0$

Συνεπώς η μέση ταχύτητα του ανέμου θα είναι :

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 0,774 * 1,0 * 27 = 20,90m/s$$

- **Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι:**

$$q_p(z_e) = [1 + 7 * I_v(z_e)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z_e)$$

Η ένταση του στροβιλισμού για ύψος $z_{min}=5 < z_e=11 < z_{max}=200$, είναι:

$$I_v(z_e) = (K_1 / (c_0(z_e) * \ln(z/z_0))) = (1 / (1 * \ln(11/0,3))) = 0,277$$

$$\rho = 1,25kg/m^3$$

$$\text{Τελικά: } q_p(z_e) = [1 + 7 * I_v(z_e)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z_e) =$$

$$[1 + 7 * 0,277] * 0,5 * 1,25 * 20,90^2 = 801,6N/m^2 = 0,801kN/m^2$$

Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Για τα κτίρια οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , δίνονται δε στους πίνακες του Ευρωκώδικα για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για $1m^2(c_{pe,1})$ και για $10m^2(c_{pe,10})$. Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Φορτιζόμενες επιφάνειες θεωρούνται οι κατακόρυφοι εξωτερικοί τοίχοι και οι στέγες των κτιρίων. Για την εύρεση των δράσεων ανέμου, χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες του Ευρωκώδικα για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων και για δικλινείς στέγες, με διεύθυνση του ανέμου $(\alpha)\theta=0^\circ$ και $(\beta)\theta=\pm 90^\circ$.

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi}

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, όπως το υπόστεγο που μελετάμε, ο c_{pi} προσδιορίζεται από διάγραμμα του Ευρωκώδικα συναρτήσει του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , όπου το

$$\mu = (\text{Σεπιφάνεια όπου το } c_{pi} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν} / \text{Σεπιφάνεια όλων των ανοιγμάτων})$$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης δεν έχουν υπολογισθεί καθώς το κτίριο δεν έχει εσωτερική πίεση.

Τελικές πιέσεις

Η εξωτερική πίεση δίνεται από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,801 * c_{pe}$$

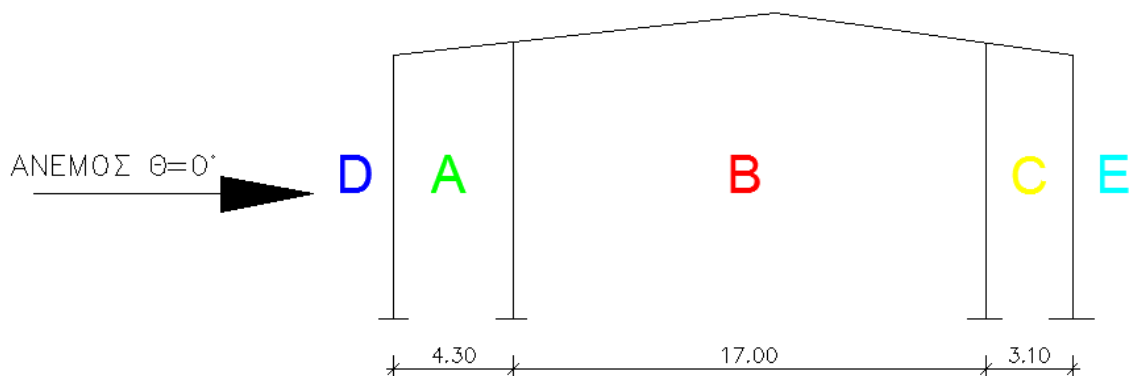
3.3.2.1.1 Υπολογισμός ανέμου για $\theta=0^\circ$

Κατακόρυφοι τοίχοι

$$h=11,00m \leq b=24,00m \rightarrow z_e=h=11,00m, \text{ (μήκος κτιρίου)}$$

$$e=b \text{ ή } 2*h \rightarrow e=\min(b;2*h)=\min(24;22)=22,00m \Rightarrow e=22,00m$$

$$d=24,40m \text{ (πλάτος όψης)}$$



Σχήμα 3.3

Από πίνακα 6.1 Σελ.93 του Ευρωκώδικα 1 με γραμμική παρεμβολή υπολογίζω τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

Περιοχή Α: $c_{pe,10}=-1,20$

Περιοχή Β: $c_{pe,10}=-0,80$

Περιοχή C: $c_{pe,10}=-0,50$

Περιοχή D: $c_{pe,10}=0,725$

Περιοχή E: $c_{pe,10}=-0,35$

Και οι εξωτερικές πιέσεις θα είναι:

$$w_{eA}=0,801*(-1,20)=-0,961\text{kN/m}^2$$

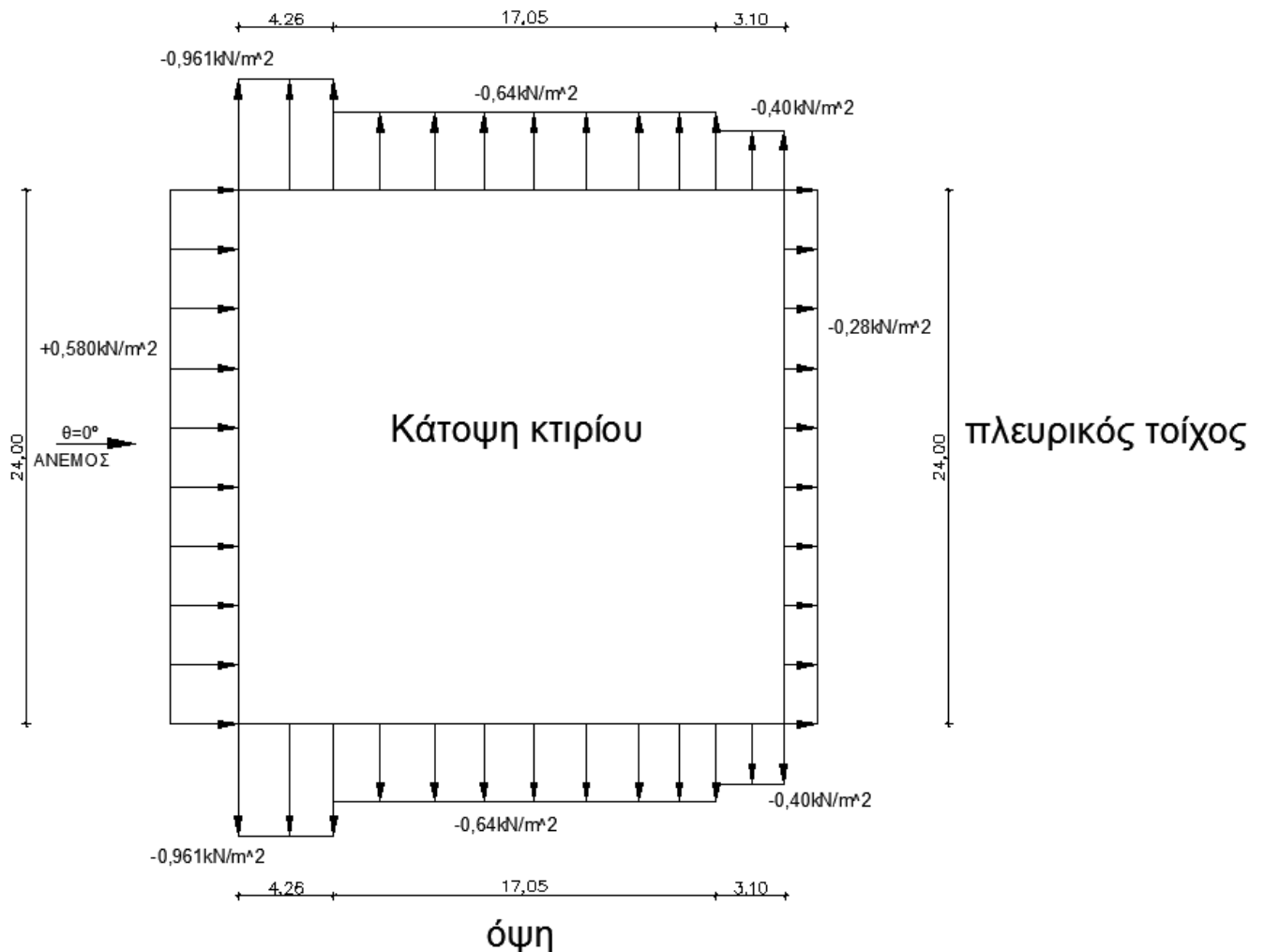
$$w_{eB}=0,801*(-0,80)=-0,64\text{ kN/m}^2$$

$$w_{eC}=0,801*(-0,50)=-0,40\text{ kN/m}^2$$

$$w_{eD}=0,801*(0,725)=0,581\text{ kN/m}^2$$

$$w_{eE}=0,801*(-0,35)=-0,28\text{ kN/m}^2$$

Σχηματικά η επιβολή των πιέσεων:

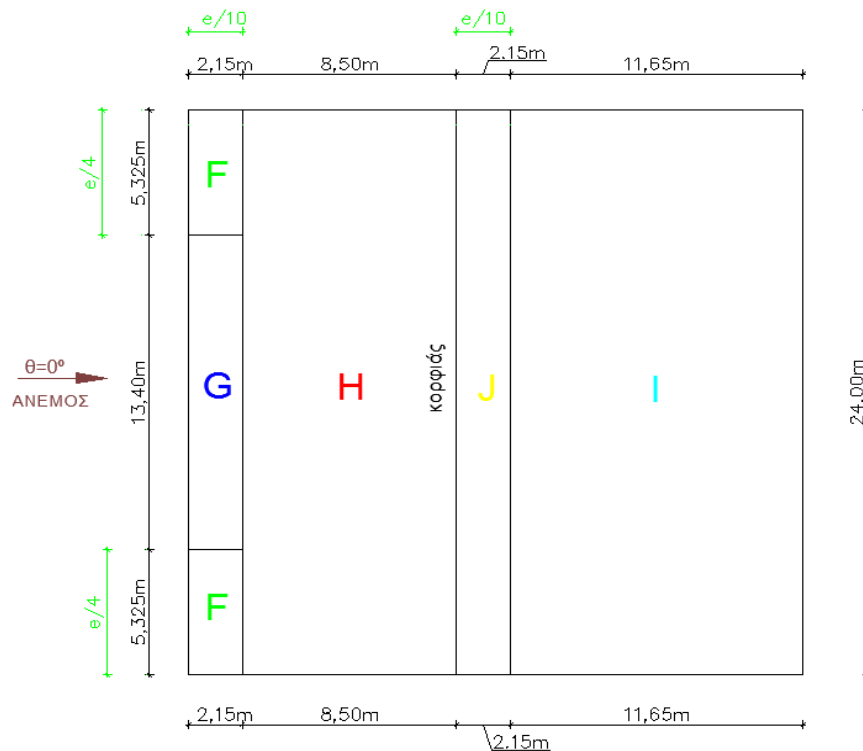


Σχήμα 3.4

Στέγη

Παίρνω την περίπτωση για 6° με δικλινή στέγη:

Κάτοψη με χωρισμό περιοχών:



Σχήμα 3.5

Από πίνακα 6.4, Σελ.99 από Ευρωκώδικα 1 με γραμμικές παρεμβολές υπολογίζω τα $c_{pe,10}$.

Αρνητικές τιμές c_{pe} :

Περιοχή F: $c_{pe,10}=-1,62$

Περιοχή G: $c_{pe,10}=-1,16$

Περιοχή H: $c_{pe,10}=-0,57$

Περιοχή I: $c_{pe,10}=-0,58$

Περιοχή J: $c_{pe,10}=-0,64$

Και οι εξωτερικές πιέσεις θα είναι (ευμενής):

$$w_{eF}=0,801*(-1,62)=-1,30\text{kN/m}^2$$

$$w_{eG}=0,801*(-1,16)=-0,93\text{kN/m}^2$$

$$w_{eH}=0,801*(-0,57)=-0,456\text{kN/m}^2$$

$$w_{eI}=0,801*(-0,58)=-0,46\text{kN/m}^2$$

$$w_{eJ}=0,801*(-0,64)=-0,52\text{kN/m}^2$$

Θετικές τιμές c_{pe} :

$$w_{eF}=w_{eG}=w_{eH}=0,801*0,02=0,016\text{ kN/m}^2$$

$$w_{eJ}=0,801*0,18=0,14\text{ kN/m}^2$$

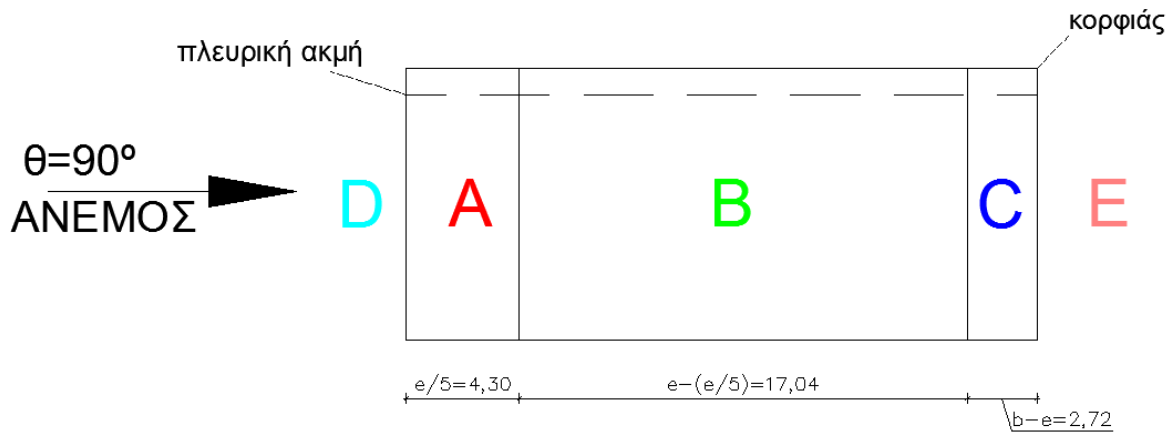
3.3.2.1.2 Υπολογισμός ανέμου για $\theta=90^\circ$

Κατακόρυφοι τοίχοι

$$e=\min(d;2*h)=\min(24,40;22,00)=22,00\text{m}$$

$$e<d=>e<24,00=>22<24$$

Στο 3.6 σχήμα, παρακάτω, φαίνεται ο χωρισμός των περιοχών:



Σχήμα 3.6

Αντίστοιχα από τον πίνακα 6.1 Σελ. 93 του Ευρωκώδικα 1 υπολογίζω με γραμμική παρεμβολή τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$.

Οι εξωτερικές πιέσεις θα είναι:

$$w_{eA}=0,801*(-1,20)=-0,961\text{kN/m}^2$$

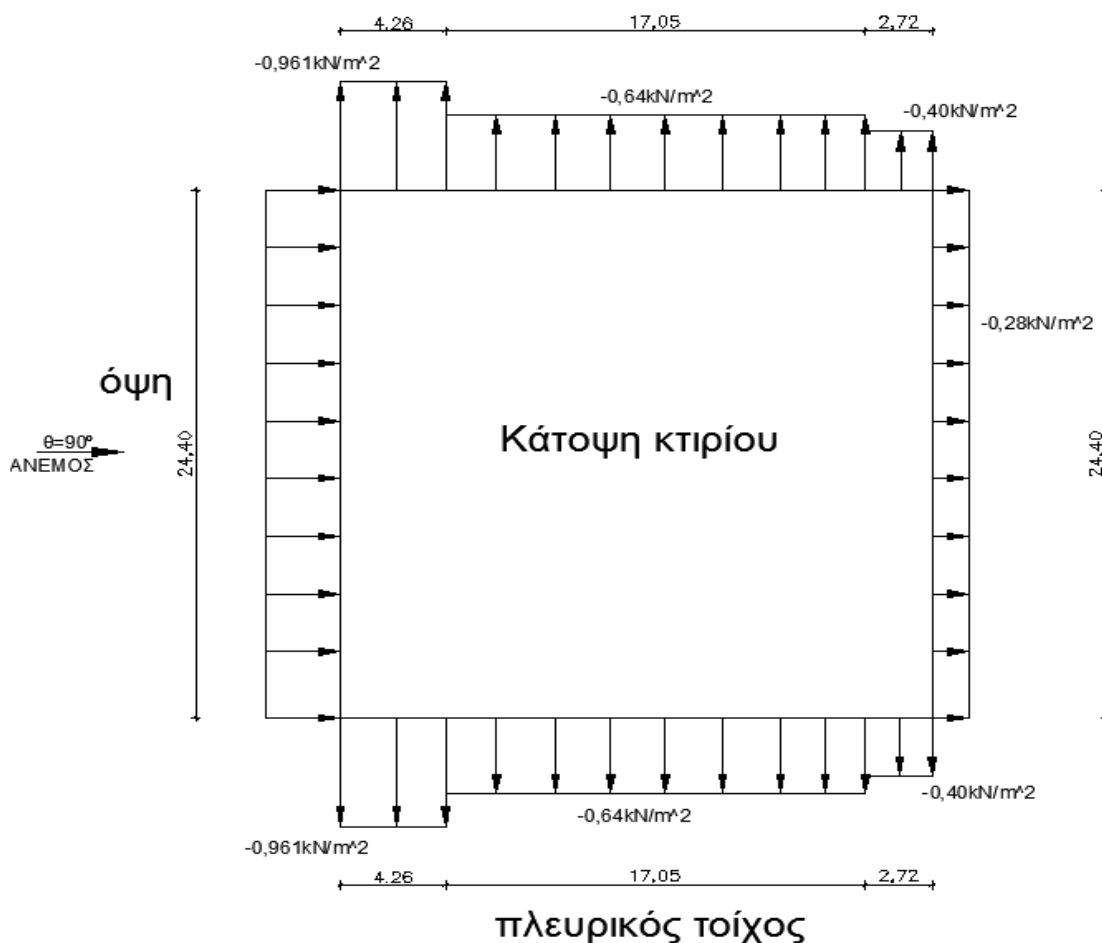
$$w_{eB}=0,801*(-0,80)=-0,64\text{kN/m}^2$$

$$w_{eC}=0,801*(-0,50)=-0,40\text{kN/m}^2$$

$$w_{eD}=0,801*(0,726)=0,581\text{kN/m}^2$$

$$w_{eE}=0,801*(-0,35)=-0,28\text{kN/m}^2$$

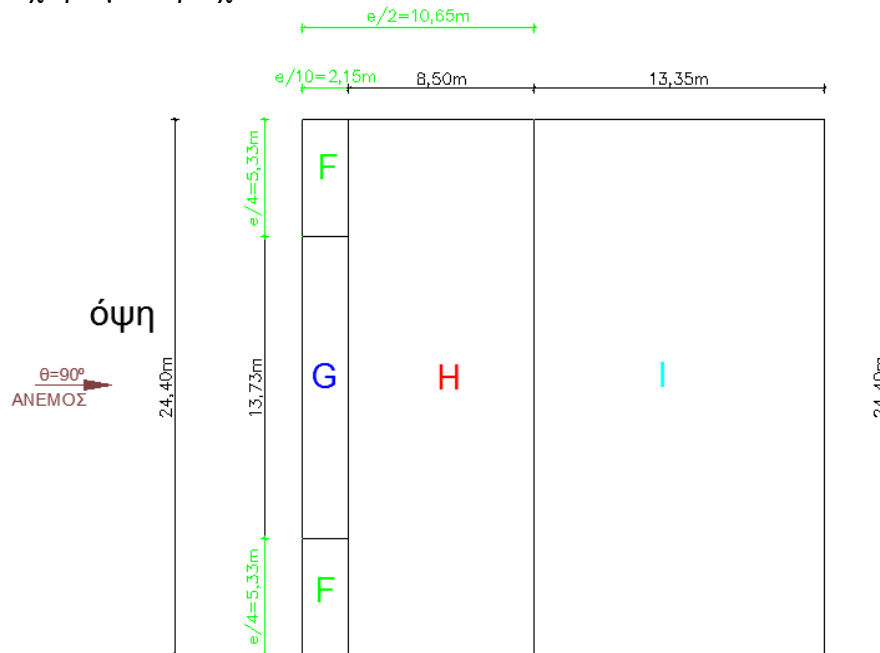
Στο σχήμα 3.7 παρατηρούμε την κατανομή των τάσεων, στους κατακόρυφους τοίχους, σε κάτοψη.



Σχήμα 3.7

Στέγη

Παίρνω την περίπτωση για 6° με δικλινή στέγη:
Κάτοψη με χωρισμό περιοχών:



πλευρικός τοίχος

Σχήμα 3.8

Από πίνακα 6.4, Σελ.100 Ευρωκώδικας 1 με γραμμικές παρεμβολές υπολογίζονται οι συντελεστές $c_{pe,10}$.

Περιοχή F: $c_{pe,10} = -1,57$

Περιοχή G: $c_{pe,10} = -1,30$

Περιοχή H: $c_{pe,10} = -0,69$

Περιοχή I: $c_{pe,10} = -0,59$

Συνεπώς οι εξωτερικές πιέσεις θα είναι:

$$w_{eF} = 0,801 * (-1,57) = -1,257 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{eG} = 0,801 * (-1,30) = -1,04 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{eH} = 0,801 * (-0,69) = -0,55 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{eI} = 0,801 * (-0,59) = -0,472 \text{ kN/m}^2$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι εξωτερικές πιέσεις που προκύπτουν εάν εξετάσουμε την επιβολή του ανέμου στην πλευρά στέγης 4° διαφέρουν ελάχιστα από εκείνες που έχουμε υπολογίσει. Έτσι στους υπολογισμούς επιλέγουμε να εισάγουμε τις εξωτερικές πιέσεις για 6° στέγης.

3.3.3 Σεισμικές δράσεις

3.3.3.1 Γενικά

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

1. Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:

a. την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, PNCR, σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς TNCR, και

b. τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 .

Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε PNCR=10% και η περίοδος επαναφοράς TNCR=475 χρόνια

2. Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς.

Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε PNCR=10% και η περίοδος επαναφοράς TNCR=95 χρόνια.

3.3.3.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_1
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

Πίνακας 3.2

Το μεταλλικό κτίριο που μελετάμε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας εδάφους II με συντελεστή $\gamma_I=1,00$.

3.3.3.3 Κατηγορία εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις A, B, C, D, E και σε δύο ειδικές, τις S1, S2.

Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια, $v_{s,30}$:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου h_i και v_i είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος i από N συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της $v_{s,30}$, μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0,3m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης, N_{SPT} . Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή, c_u .

Κατηγορία εδάφους		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S ₁	≥10m μαλακή άργιλος/ίλος με δείκτη πλαστιμότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S ₂	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S ₁		-	

Πίνακας 3.3

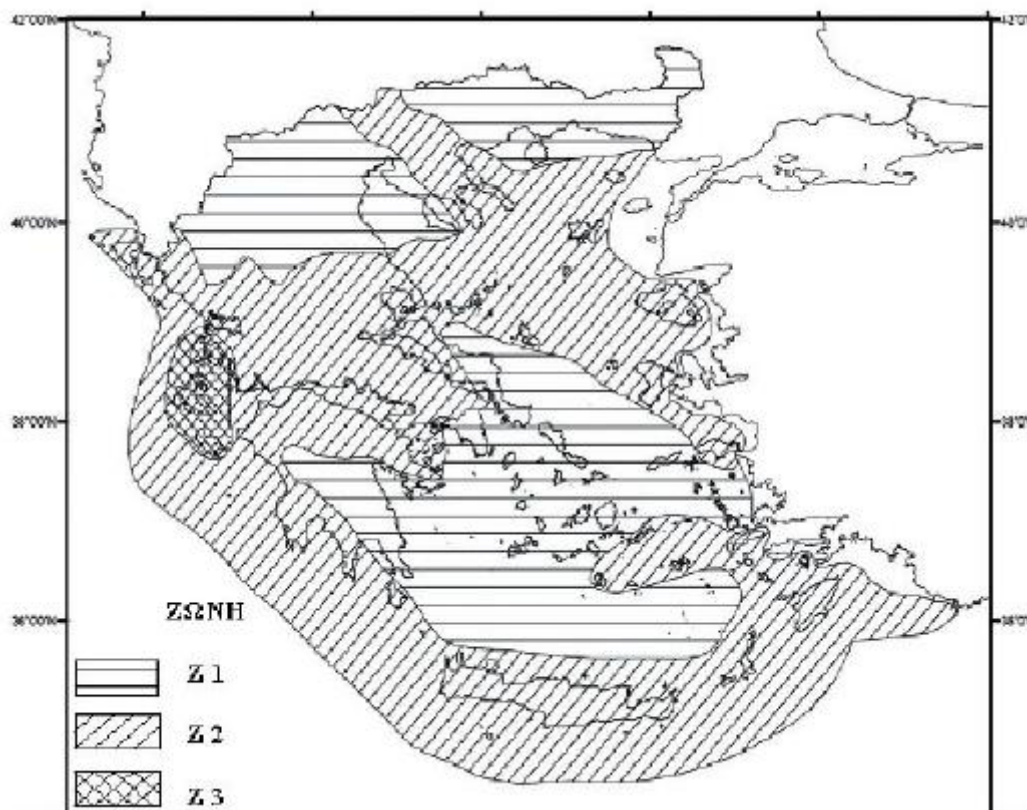
Στην παρούσα εργασία κάνουμε την παραδοχή ότι το έδαφος είναι κατηγορίας B.

3.3.3.4 Η σεισμική δράση

Στον ΕΚ8 η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή, αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια), από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας Α) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων (για τις Ζώνες Z1, Z2, Z3: 0,16g, 0,24g, 0,36g, τιμές που θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας Β ή C).

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 3.4 :Τιμές αναφοράς a_{gR} μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α



Σχήμα 3.9: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους πολλαπλασιάζεται επί τον συντελεστή S του Πίνακα 3.5, που παίρνει τιμές 1,2 , 1,15 , 1,35 και 1,4 , για έδαφος κατηγορίας B, C, D ή E, αντίστοιχα. Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , ισούται με την τιμή αναφοράς, a_{gR} , επί τον συντελεστή σπουδαιότητας, γ_1 : $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$.

Η κατασκευή μας βρίσκεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, άρα λαμβάνεται $a_{gR}=0,24g$ και $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,00 \cdot 0,24g = 0,24g$.

Προσομοίωση σεισμικής δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως «ελαστικό φάσμα απόκρισης». Όμως για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Στην δική μας μελέτη εισαγάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού και τον τύπο του στατικού συστήματος. Έτσι κατά την διεύθυνση Y όπου έχουμε λειτουργία πλαισίων παραλαβής ροπών εισαγάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ κατά την διεύθυνση X που έχουμε διαγώνιους-χιαστί συνδέσμους εισαγάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$.

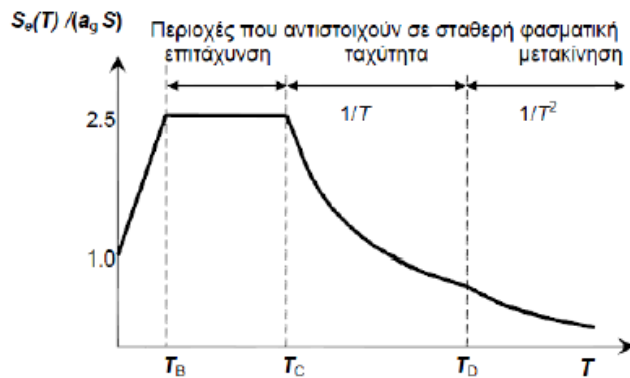
Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρά ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του ΕΚ8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα 3.2. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2,5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g \cdot S$, που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 3.3 για τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του ΕΚ8.

Πίνακας 3.5: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,5
B	1,20	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,40	0,15	0,5	2,5



Σχήμα 3.10: Ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του q . Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους μέχρι $T \leq T_B$ προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ:

- της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, S_{ag} , δια συντελεστή ίσου με 1,5, που εκφράζει υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού, για $T = 0$ και
- $2,5a_g/q$ για $T = T_B$.

Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο, a_g .

Έτσι τελικώς το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \alpha_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \alpha_g \end{cases}$$

όπου β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα $\beta=0,2$.

Φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση

Στις ελάχιστες περιπτώσεις που χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \frac{2.5}{q}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \alpha_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \alpha_{vg} \end{cases}$$

όπου η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, α_{vg} , και οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 3.6 και ο συντελεστής συμπεριφοράς q επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1,5 εκτός αν τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

Πίνακας 3.6: Παράμετροι κατακόρυφου φάσματος κατά ΕΚ8

α_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0,90	0,05	0,15	1,0

Κατά τον ΕΚ8, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, α_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Ζ3, καθώς και στην Ζ2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας ΙΙΙ και ΙV) αλλά και πάλι μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $\alpha_{vg}=0,9 \cdot a_g=0,9 \cdot 0,24g=0,216g < 0,25g$. Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g=1,35$ και $\gamma_q=1,50$ στον συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

3.4 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται παρακάτω:

Πίνακας 3.7: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0
γ_A, γ_F	1,0	0	-	-

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, μουσεία κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχήματος $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχήματος} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια:			
Για υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στην κατηγορία D.

3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_d" + "\psi_{1,1}(\text{ή } \psi_{2,1})Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_d" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1}Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.4.3 Συνδυασμοί δράσεων μεταλλικού κτιρίου

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στους συνδυασμούς είναι:

Μόνιμα φορτία (G_{ολ})

- Ίδιο βάρος φορέα (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- Ίδιο βάρος στοιχείων που δεν τοποθετήθηκαν στο φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή των φύλλων επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού, των τεγίδων και της δοκού κύλισης, των τροχιών και των προβόλων (για τη γερανογέφυρα)

Κινητά φορτία

- Χιόνι (S)
- Άνεμος κατά X και κατά Y (W)
- Κινητό φορτίο οροφής (Q)
- Γερανογέφυρα (ίδιο βάρος και ανυψούμενο φορτίο) (C)
- Σεισμός κατά X και κατά Y (E_x, E_y)

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας οι συνδυασμοί θα είναι:

Άνεμος x , γερ/ρα C₁

- 1)1,35*G_{ολ}+1,5*Q+1,5*0,6*W_x+1,5*0,5*S+1,35*C₁ (κύριο το Q_{οροφής})

- 1) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot Q + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W_x + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο το $Q_{\text{οροφής}}$)
 - 2) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W_x + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο το χιόνι)
 - 3) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot W_x + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο ο άνεμος)
 - 4) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W_x + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο η γερ/ρα)
- Άνεμος y , γερ/ρα C_3
- 1) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot Q + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W_y + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο το $Q_{\text{οροφής}}$)
 - 2) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W_y + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο το χιόνι)
 - 3) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot W_y + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο ο άνεμος)
 - 4) $1,00 \cdot G_{\text{ολ}} + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W_y + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,00 \cdot C_3$ (κύριο η γερ/ρα)

Σεισμικοί συνδυασμοί

A) Για C_1 , σεισμό x_1 , σεισμό y_1

1. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 + E_x + 0,3 \cdot E_y$
2. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 + E_x - 0,3 \cdot E_y$
3. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 - E_x + 0,3 \cdot E_y$
4. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 - E_x - 0,3 \cdot E_y$
5. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 + E_y + 0,3 \cdot E_x$
6. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 + E_y - 0,3 \cdot E_x$
7. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 - E_y + 0,3 \cdot E_x$
8. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_1 - E_y - 0,3 \cdot E_x$

B) Για C_2 , σεισμό x_2 , σεισμό y_2

1. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 + E_x + 0,3 \cdot E_y$
2. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 + E_x - 0,3 \cdot E_y$
3. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 - E_x + 0,3 \cdot E_y$
4. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 - E_x - 0,3 \cdot E_y$
5. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 + E_y + 0,3 \cdot E_x$
6. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 + E_y - 0,3 \cdot E_x$
7. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 - E_y + 0,3 \cdot E_x$
8. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_2 - E_y - 0,3 \cdot E_x$

C) Για C_3 , σεισμό x_3 , σεισμό y_3

1. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 + E_x + 0,3 \cdot E_y$
2. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 + E_x - 0,3 \cdot E_y$
3. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 - E_x + 0,3 \cdot E_y$
4. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 - E_x - 0,3 \cdot E_y$
5. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 + E_y + 0,3 \cdot E_x$
6. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 + E_y - 0,3 \cdot E_x$
7. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 - E_y + 0,3 \cdot E_x$
8. $G_{\text{ολ}} + 0,3 \cdot S + 0,44 \cdot C_3 - E_y - 0,3 \cdot E_x$

Σημείωση: Ο συντελεστής $\psi_2=0,44$ για τη γερανογέφυρα προέκυψε από το λόγο (ίδιο βάρος γερανογέφυρας/ίδιο βάρος και ανυψούμενο φορτίο)

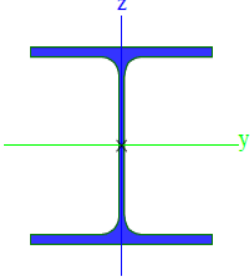
(0,40 για την 10 τόνων και 0,44 για την 5 τόνων → επιλέξαμε την τιμή 0,44)

4 Διαστασιολόγηση μελών

Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου με βάση τους συνδυασμούς φόρτισης της κατασκευής. Οι διατομές που επιλέχθηκαν ικανοποιούν την δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης, ενώ παράλληλα εξυπηρετούν και τα οικονομικά κριτήρια, έχοντας υψηλούς συντελεστές εκμετάλλευσης.

4.1 Υποστυλώματα

Για τα κύρια υποστυλώματα έγινε επιλογή της διατομής HEA 260. Η δυσμενέστερη φόρτιση για την διατομή είναι ο συνδυασμός με κύριο κινητό τον άνεμο $\theta = \pm 90^\circ$, για τον οποίο το υποστυλώμα έχει συντελεστή εκμετάλλευσης 0,95. Οι γερανογέφυρες βρίσκονται στο ίδιο πλαίσιο.

Όνομα			CS2
Τύπος			HEA260
Περιγραφή πηγής	Profil Arbed / Structural shapes / Edition October 1995		
Στοιχείο υλικού			S 235
Κατεργασία			εξηλασμένη εν θερμώ
Καμπτικός λυγισμός y-y			b
Καμπτικός λυγισμός z-z			c
Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός			Προεπιλεγμένο
Χρήση 2D FEM Ανάλυσης			x
			
A [m ²]	8,6800e-03		
A _{y, z} [m ²]	6,3059e-03		2,0196e-03
I _{y, z} [m ⁴]	1,0500e-04		3,6700e-05
I _w [m ⁶], Αυτό [m ⁴]	5,1635e-07		5,2400e-07
W _{el y, z} [m ³]	8,3600e-04		2,8200e-04
W _{pl y, z} [m ³]	9,2083e-04		4,2917e-04
d _{y, z} [mm]	0		0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	130		125
α [deg]	0,00		
A _{L, D} [m ² /m]	1,4800e+00		1,4836e+00
M _{ply +, -} [Nm]	2,16e+05		2,16e+05
M _{plz +, -} [Nm]	1,01e+05		1,01e+05

Οι υπολογισμοί που προκύπτουν από το υπολογιστικό πρόγραμμα Scia Engineer version 14 παρατίθενται στην συνέχεια:

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...:

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 0.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-241,13	kN
Vy,Ed	-0,05	kN
Vz,Ed	-26,18	kN
T,Ed	0,00	kNm
My,Ed	74,68	kNm
Mz,Ed	0,11	kNm

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	23,60
Κατηγορία 1 Όριο	37,63
Κατηγορία 2 Όριο	43,33
Κατηγορία 3 Όριο	77,48

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελμάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	8,18
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,77

=> Εξωτερικά πέλματα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	8,6800e-03	m ²
Nc,Rd	2039,80	kN
Έλεγχος μονάδος	0,12	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για My

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,y	9,2083e-04	m ³
Mpl,y,Rd	216,40	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,35	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	4,2917e-04	m ³
Mpl,z,Rd	100,85	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος διάτμησης για Vy

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	6,7363e-03	m ²
Vpl,y,Rd	913,96	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος διάτμησης για Vz
Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	2,8737e-03	m ²
Vpl,z,Rd	389,90	kN
Έλεγχος μονάδος	0,07	-

Σημείωση: Ο έλεγχος μονάδος για στρέψη είναι μικρότερος από 0,05. Για αυτό η στρέψη θεωρείται ως αμελητέα και αγνοείται στους συνδυασμένους ελέγχους.

Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική, αξονική και διατμητική δύναμη
Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1 και τύπο (6.41)

MN,y,Rd	216,40	kNm
α	2,00	
Mpl,z,Rd	100,85	kNm
β	1,00	

Έλεγχος μονάδος (6.41) = 0,12 + 0,00 = 0,12 -

Σημείωση: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Σημείωση: Επειδή η αξονική δύναμη καλύπτει το κριτήριο (6.35) του EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1(4) η επίδραση της στην ροπή σχεδιασμού γύρω από τον άξονα z-z αγνοείται.

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Διατομής.

...::ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ::...

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	23,60
Κατηγορία 1 Όριο	37,63
Κατηγορία 2 Όριο	43,33
Κατηγορία 3 Όριο	77,48

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελμάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	8,18
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,77

=> Εξωτερικά πέλαμα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	7,580	8,800	m
Συντελεστής λυγισμού k	1,51	0,55	
Μήκος λυγισμού Lcr	11,425	4,841	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	1667,20	3245,85	kN
Λυγηρότητα λ	103,88	74,45	
Σχετική λυγηρότητα λ,rel	1,11	0,79	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,rel,0	0,20	0,20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0,34	0,49	
Συντελεστής μείωσης χ	0,53	0,67	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	1084,31	1359,97	kN

Flexural Buckling verification		
Εμβαδό διατομής A	8,6800e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	1084,31	kN
Έλεγχος μονάδος	0,22	<

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) Λυγισμού
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>		
Μήκος Λυγισμού σε στρέψη	8.800	m
Ncr,T	3439.04	kN
Ncr,TF	1667.20	kN
Σχετική λυγηρότητα λ,T	1.11	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	c	
Ατέλεια α	0.49	
A	8,6800e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.48	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	981.15	kN
Έλεγχος μονάδος	0.25	-

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
Wy	9.2083e-04	m ³

LTB Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>		
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mcr	349.89	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ,LT	0.79	
Όριο λυγηρότητας λ,LT,0	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια α,LT	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ,LT	0.80	
Αντοχή λυγισμού Mb,Rd	173.85	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.43	-

Mcr Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>		
LTB μήκος	8.800	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.49	
C2	1.04	
C3	0.41	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ECCS 119 2006 / Galea 2002 φορτίο στο κέντρο βάρους

Έλεγχος θλίψης και κάμψης
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i>		
kyy	1.076	
kyz	1.073	
kzy	0.634	
kzz	0.821	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	8.6800e-03	m ²
Wy	9.2083e-04	m ³
Wz	4.2917e-04	m ³
NRk	2039.80	kN
My,Rk	216.40	kNm
Mz,Rk	100.85	kNm
My,Ed	-123.77	kNm
Mz,Ed	-0.34	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
Mcr0	234.83	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.96	
Ψ y	-0.603	
Ψ z	-0.324	
Cmy,0	0.901	
Cmz,0	0.704	
Cmy	0.970	
Cmz	0.704	
CmLT	1.009	
μy	0.927	
μz	0.974	
wy	1.101	
wz	1.500	
ηpl	0.118	
aLT	0.995	
bLT	0.001	
cLT	1.247	
dLT	0.014	
eLT	2.408	
Cyy	0.986	
Cyz	0.460	
Czy	0.903	
Czz	0.903	

Έλεγχος μονάδος (6.61) $= 0.22 + 0.77 + 0.00 = 0.99$

Έλεγχος μονάδος (6.62) $= 0.25 + 0.45 + 0.00 = 0.70$

Έλεγχος διατμητικού λυγισμού

στο πεδίο λυγισμού 1

Σύμφωνα με το άρθρο ΕΝ 1993-1-5: 5. & 7.1. και τον τύπο (5.10) & (7.1)

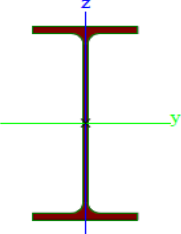
Πίνακας τιμών	
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*α*</i>	
hw/t	30.000

Η λυγηρότητα του κορμού είναι τέτοια που δεν απαιτείται έλεγχος σε Διατμητικό Λυγισμό. Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

4.2 Ζυγώματα

4.2.1 Για το ζύγωμα κλίσης 4,5°

Έγινε επιλογή της διατομής IPE 330. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης έχει κύριο κινητό φορτίο το χιόνι και το ζύγωμα έχει συντελεστή εκμετάλλευσης 0,87. Οι γερανογέφυρες βρίσκονται στο ίδιο πλαίσιο.

Όνομα	CS12	
Τύπος	IPE330	
Περιγραφή πηγής	ArcelorMittal / Sales Programme / Version 2012-1	
Στοιχείο υλικού	S 235	
Κατεργασία	εξηλασμένη εν θερμώ	
Καμπτικός λυγισμός y-y	a	
Καμπτικός λυγισμός z-z	b	
Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός	Προεπιλεγμένο	
Χρήση 2D FEM Ανάλυσης	*	
		
A [m ²]	6,2600e-03	
A _{y, z} [m ²]	3,7139e-03	2,5380e-03
I _{y, z} [m ⁴]	1,1770e-04	7,8800e-06
I _w [m ⁶], Αυτό [m ⁴]	1,9900e-07	2,8200e-07
W _{el y, z} [m ³]	7,1300e-04	9,8500e-05
W _{pl y, z} [m ³]	8,0400e-04	1,5400e-04
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	80	165
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	1,2540e+00	1,2540e+00
M _{ply +, -} [Nm]	1,89e+05	1,89e+05
M _{plz +, -} [Nm]	3,61e+04	3,61e+04

Οι υπολογισμοί που προκύπτουν από το υπολογιστικό πρόγραμμα Scia Engineer version 14 παρατίθενται στην συνέχεια:

....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:....

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 0.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-6,93	kN
V _y ,Ed	1,43	kN
V _z ,Ed	35,82	kN
T,Ed	0,06	kNm
M _y ,Ed	-28,62	kNm
M _z ,Ed	-0,05	kNm

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	36,13
Κατηγορία 1 Όριο	70,79
Κατηγορία 2 Όριο	81,51
Κατηγορία 3 Όριο	116,20

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελμάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	5,07
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,78

=> Εξωτερικά πέλαμα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	6,2600e-03	m ²
Nc,Rd	1471,10	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για My

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,y	8,0400e-04	m ³
Mpl,y,Rd	188,94	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,15	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	1,5400e-04	m ³
Mpl,z,Rd	36,19	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος διάτμησης για Vy

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	3,8713e-03	m ²
Vpl,y,Rd	525,24	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος διάτμησης για Vz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	3,0803e-03	m ²
Vpl,z,Rd	417,92	kN
Έλεγχος μονάδος	0,09	-

Έλεγχος στρέψης

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.7 και τύπο (6.23)

τ,t,Ed	2,4	MPa
τ,Rd	135,7	MPa
Έλεγχος μονάδος	0,02	-

Σημείωση: Ο έλεγχος μονάδος για στρέψη είναι μικρότερος από 0,05. Για αυτό η στρέψη θεωρείται ως αμελητέα και αγνοείται στους συνδυασμένους ελέγχους.

Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική, αξονική και διατμητική δύναμη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1 και τύπο (6.41)

Mpl,y,Rd	188,94	kNm
α	2,00	
Mpl,z,Rd	36,19	kNm
β	1,00	

Έλεγχος μονάδος (6.41) = 0,02 + 0,00 = 0,02 -

Σημείωση: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Σημείωση: Επειδή η αξονική δύναμη καλύπτει τα κριτήρια (6.33) και (6.34) του EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1(4) η επίδραση της στην ροπή σχεδιασμού γύρω από τον άξονα y-y αγνοείται.

Σημείωση: Επειδή η αξονική δύναμη καλύπτει το κριτήριο (6.35) του EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1(4) η επίδραση της στην ροπή σχεδιασμού γύρω από τον άξονα z-z αγνοείται.

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Διατομής.

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:...

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	36,13
Κατηγορία 1 Όριο	70,79
Κατηγορία 2 Όριο	81,51
Κατηγορία 3 Όριο	116,20

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	5,07
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,78

=> Εξωτερικά πέλατα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	γγ	zz	
<small>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση*</small>			
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	9,222	0,454	m
Συντελεστής λυγισμού k	1,65	0,97	
Μήκος λυγισμού Lcr	15,238	0,439	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	1050,64	84683,55	kN
Λυγηρότητα λ	111,13	12,38	
Σχετική λυγηρότητα λ,rel	1,18	0,13	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,rel,0	0,20	0,20	

Σημείωση: Η λυγηρότητα ή η θλιπτική δύναμη είναι τέτοια ώστε τα φαινόμενα καμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοηθούν σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.2(4).

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
<small>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση*</small>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
Wy	8.0400e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mcr	17130.57	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ,LT	0,11	
Όριο λυγηρότητας λ,LT,0	0,40	

Έλεγχος θλίψης και κάμψης

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση*</i>		
kyy	1.007	
kyz	0.696	
kzy	0.527	
kzz	1.003	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	6.2600e-03	m ²
Wy	8.0400e-04	m ³
Wz	1.5400e-04	m ³
NRk	1471.10	kN
My,Rk	188.94	kNm
Mz,Rk	36.19	kNm
My,Ed	-57.24	kNm
Mz,Ed	0.59	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
Mcr0	12663.53	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.12	
Ψ y	0.500	
Ψ z	-0.092	
Cmy,0	0.998	
Cmz,0	1.000	
Cmy	1.000	
Cmz	1.000	
CmLT	1.000	
μy	1.000	
μz	1.000	
wy	1.128	
wz	1.500	
ηpl	0.005	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.009	
dLT	0.012	
eLT	0.626	
Cyy	0.999	
Cyz	0.994	
Czy	0.993	
Czz	0.997	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.00 + 0.31 + 0.01 = 0.32

Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.00 + 0.16 + 0.02 = 0.18

Έλεγχος διατμητικού λυγισμού

στο πεδίο λυγισμού 1

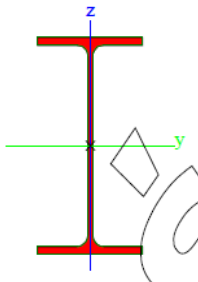
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. και τον τύπο (5.10) & (7.1)

Πίνακας τιμών	
<i>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *φ*</i>	
hw/t	40.933

Η λυγηρότητα του κορμού είναι τέτοια που δεν απαιτείται έλεγχος σε Διατμητικό λυγισμό. Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

4.2.2 Για το ζύγωμα κλίσης 6°

Έγινε επιλογή της διατομής IPE 300. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός κι εδώ είναι με κύριο κινητό φορτίο το χιόνι και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του ζυγώματος είναι 0,85. Οι γερανογέφυρες βρίσκονται επί του ίδιου πλαισίου.

Όνομα	CS10		
Τύπος	IPE300		
Περιγραφή πηγής	ArcelorMittal / Sales Programme / Version 2012-1		
Στοιχείο υλικού	S 235		
Κατεργασία	εξηλασμένη εν θερμώ		
Καμπτικός λυγισμός y-y	a		
Καμπτικός λυγισμός z-z	b		
Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός	Προεπιλεγμένο		
Χρήση 2D FEM Ανάλυσης	x		
			
A [m ²]	5,3800e-03		
A _{y, z} [m ²]	3,1835e-03		2,1775e-03
I _{y, z} [m ⁴]	8,3560e-05		6,0400e-06
I _w [m ⁶], Αυτό [m ⁴]	1,2600e-07		2,0100e-07
W _{el y, z} [m ³]	5,5700e-04		8,0500e-05
W _{pl y, z} [m ³]	6,2800e-04		1,2500e-04
d _{y, z} [mm]	0		0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	75		150
α [deg]	0,00		
A _{L, D} [m ² /m]	1,1599e+00		1,1599e+00
M _{pl y, -} [Nm]	1,48e+05		1,48e+05
M _{pl z, -} [Nm]	2,94e+04		2,94e+04

Οι υπολογισμοί που προκύπτουν από το υπολογιστικό πρόγραμμα Scia Engineer version 14 παρατίθενται στην συνέχεια:

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 4.428 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-1,12	kN
V _y ,Ed	-8,22	kN
V _z ,Ed	7,14	kN
T,Ed	-0,11	kNm
M _y ,Ed	0,64	kNm
M _z ,Ed	2,25	kNm

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	35,01
Κατηγορία 1 Όριο	71,77
Κατηγορία 2 Όριο	82,65
Κατηγορία 3 Όριο	91,82

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελμάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	5,28
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	15,70

=> Εξωτερικά πέλατα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	5,3800e-03	m ²
Nc,Rd	1264,30	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για My

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,y	6,2800e-04	m ³
Mpl,y,Rd	147,58	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	1,2500e-04	m ³
Mpl,z,Rd	29,38	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,08	-

Έλεγχος διάτμησης για Vy

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	3,3669e-03	m ²
Vpl,y,Rd	456,81	kN
Έλεγχος μονάδος	0,02	-

Έλεγχος διάτμησης για Vz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	2,5670e-03	m ²
Vpl,z,Rd	348,28	kN
Έλεγχος μονάδος	0,02	-

Έλεγχος στρέψης

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.7 και τύπο (6.23)

τ,t,Ed	5,7	MPa
--------	-----	-----

τ,Rd	135,7	MPa
Έλεγχος μονάδος	0,04	-

Σημείωση: Ο έλεγχος μονάδος για στρέψη είναι μικρότερος από 0,05. Για αυτό η στρέψη θεωρείται ως αμελητέα και αγνοείται στους συνδυασμένους ελέγχους.

Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική, αξονική και διατμητική δύναμη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1 και τύπο (6.41)

Mpl,y,Rd	147,58	kNm
α	2,00	
Mpl,z,Rd	29,38	kNm
β	1,00	

Έλεγχος μονάδος (6.41) = 0,00 + 0,08 = 0,08 -

Σημείωση: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Σημείωση: Επειδή η αξονική δύναμη καλύπτει τα κριτήρια (6.33) και (6.34) του EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1(4) η επίδραση της στην ροπή σχεδιασμού γύρω από τον άξονα y-y αγνοείται.

Σημείωση: Επειδή η αξονική δύναμη καλύπτει το κριτήριο (6.35) του EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1(4) η επίδραση της στην ροπή σχεδιασμού γύρω από τον άξονα z-z αγνοείται.

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Διατομής.

...::ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ::...

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	35,01
Κατηγορία 1 Όριο	70,93
Κατηγορία 2 Όριο	81,68
Κατηγορία 3 Όριο	113,43

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελμάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	5,28
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,93

=> Εξωτερικά πέλματα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
<small>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</small>			
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	5,347	2,000	m
Συντελεστής λυγισμού k	1,76	0,72	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	9,390	1,446	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	1964,07	5985,04	kN
Λυγηρότητα λ	75,35	43,16	
Σχετική λυγηρότητα λ _{,rel}	0,80	0,46	
Περιορισμός λυγηρότητας λ _{,rel,0}	0,20	0,20	

Σημείωση: Η λυγηρότητα ή η θλιπτική δύναμη είναι τέτοια ώστε τα φαινόμενα καμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοηθούν σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.2(4).

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

L _{TB} Παράμετροι		
<small>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</small>		
Μέθοδος για Καμπύλη L _{TB}	Art. 6.3.2.2.	
W _y	6.2800e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	660,63	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ _{,LT}	0,47	
Όριο λυγηρότητας λ _{,LT,0}	0,40	

M _{cr} Παράμετροι		
<small>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</small>		
L _{TB} μήκος	2.000	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C ₁	1.31	
C ₂	0.49	
C ₃	0.41	

Έλεγχος θλίψης και κάμψης

Πίνακας τιμών		
<small>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση*</small>		
kyy	1.001	
kyz	0.711	
kzy	0.529	
kzz	1.000	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	5.3800e-03	m ²
Wy	6.2800e-04	m ³
Wz	1.2500e-04	m ³
NRk	1264.30	kN
My,Rk	147.58	kNm
Mz,Rk	29.38	kNm
My,Ed	13.69	kNm
Mz,Ed	-5.30	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
Mcr0	505.11	kNm
μειωμένη λυγρότητα 0	0.54	
Ψ y	0.673	
Ψ z	0.884	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	1.000	
Cmy	1.000	
Cmz	1.000	
CmLT	1.000	
μy	1.000	
μz	1.000	
wy	1.127	
wz	1.500	
ηpl	0.001	
aLT	0.998	
bLT	0.002	
cLT	0.054	
dLT	0.125	
eLT	0.588	
Cyy	1.000	
Cyz	0.974	
Czy	0.984	
Czz	1.000	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.00 + 0.09 + 0.13 = 0.22

Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.00 + 0.05 + 0.18 = 0.23

Έλεγχος διατμητικού λυγισμού

στο πεδίο λυγισμού 1

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. και τον τύπο (5.10) & (7.1)

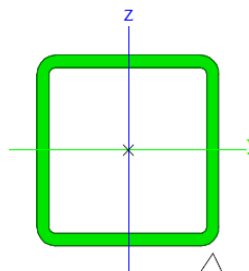
Πίνακας τιμών	
<small>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φ*</small>	
hw/t	39.239

Η λυγρότητα του κορμού είναι τέτοια που δεν απαιτείται έλεγχος σε Διατμητικό λυγισμό.
Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

4.3 Κεφαλοδοκός

Έγινε επιλογή διατομής κοιλοδοκού SHS 120/120/8.0. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης έχει κύριο κινητό φορτίο τον άνεμο με $\theta = \pm 90^\circ$ και η κεφαλοδοκός έχει συντελεστή εκμετάλλευσης 0,85.

Όνομα	CS24
Τύπος	SHS120/120/8.0
Περιγραφή πηγής	British Standard / BS 5950 part 1 : 1990 & EN 10210-2
Στοιχείο υλικού	S 235
Κατεργασία	εξηλασμένη εν θερμώ
Καμπτικός λυγισμός y-y	a
Καμπτικός λυγισμός z-z	a
Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός	Προεπιλεγμένο
Χρήση 2D FEM Ανάλυσης	x



A [m ²]	3,5200e-03	
A y, z [m ²]	1,7360e-03	1,7360e-03
I y, z [m ⁴]	7,2600e-06	7,2600e-06
Iw [m ⁶], Αυτό [m ⁴]	1,6589e-08	1,1600e-05
Wei y, z [m ³]	1,2100e-04	1,2100e-04
Wpl y, z [m ³]	1,4440e-04	1,4440e-04
d y, z [mm]	0	0
c YUCS, ZUCS [mm]	60	60
α [deg]	0,00	
A L, D [m ² /m]	4,5900e-01	8,6640e-01
Mply +, - [Nm]	3,39e+04	3,39e+04
Mplz +, - [Nm]	3,39e+04	3,39e+04

Οι υπολογισμοί που προκύπτουν από το υπολογιστικό πρόγραμμα Scia Engineer version 14 ακολουθούν στην συνέχεια:

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 6.005 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-37,17	kN
Vy,Ed	0,10	kN
Vz,Ed	-1,58	kN
T,Ed	0,12	kNm
My,Ed	-2,52	kNm
Mz,Ed	0,57	kNm

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	12,00
Κατηγορία 1 Όριο	34,52
Κατηγορία 2 Όριο	39,76
Κατηγορία 3 Όριο	64,03

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	3,5200e-03	m ²
Nc,Rd	827,20	kN
Έλεγχος μονάδος	0,04	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για My

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,y	1,4440e-04	m ³
Mpl,y,Rd	33,93	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,07	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	1,4440e-04	m ³
Mpl,z,Rd	33,93	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,02	-

Έλεγχος διάτμησης για Vy

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	1,7600e-03	m ²
Vpl,y,Rd	238,79	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος διάτμησης για Vz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	1,7600e-03	m ²
Vpl,z,Rd	238,79	kN
Έλεγχος μονάδος	0,01	-

Έλεγχος στρέψης

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.7 και τύπο (6.23)

τ,t,Ed	0,6	MPa
τ,Rd	135,7	MPa
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Σημείωση: Ο έλεγχος μονάδος για στρέψη είναι μικρότερος από 0,05. Για αυτό η στρέψη θεωρείται ως αμελητέα και αγνοείται στους συνδυασμένους ελέγχους.

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ::...

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	12,00
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	47,92

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο

Παράμετροι λυγισμού	γγ
<small>*Φοιτητική έκδοση*</small> Τύπος μετάθεσης	μεταθετό
Μήκος συστήματος L	6,005
Συντελεστής λυγισμού k	1,35
Μήκος λυγισμού Lcr	8,087
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	230,06
Λυγηρότητα λ	178,08
Σχετική λυγηρότητα λ,rel	1,90
Περιορισμός λυγηρότητας λ,rel,0	0,20
Καμπύλη λυγισμού	a
Ατέλεια α	0,21
Συντελεστής μείωσης χ	0,25
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	203,34

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σημείωση: Η διατομή είναι τύπου RHS με 'h / b < 10 / λ,red,z'.

Δεν υπόκειται σε Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό.

Έλεγχος θλίψης και κάμψης

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση*</i>		
kyy	1.079	
kyz	0.900	
kzy	0.275	
kzz	0.355	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	3.5200e-03	m ²
Wy	1.4440e-04	m ³
Wz	1.4440e-04	m ³
NRk	827.20	kN
My,Rk	33.93	kNm
Mz,Rk	33.93	kNm
My,Ed	-2.52	kNm
Mz,Ed	0.57	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
Mcr0	156.32	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.47	
Ψ y	-0.142	
Ψ z	-0.567	
Cmy,0	0.868	
Cmz,0	0.336	
Cmy	0.868	
Cmz	0.336	
CmLT	1.000	
μy	0.873	
μz	0.222	
wy	1.193	
wz	1.193	
ηpl	0.045	
aLT	0.000	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.000	
Cyy	0.838	
Cyz	0.918	

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση*</i>		
Czy	0.503	
Czz	0.989	

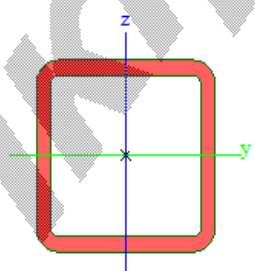
$$\text{Έλεγχος μονάδος (6.61)} = 0.18 + 0.08 + 0.02 = 0.28$$

$$\text{Έλεγχος μονάδος (6.62)} = 0.83 + 0.02 + 0.01 = 0.85$$

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

4.4 Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή κοιλοδοκού SHS 100.100.8. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης έχει κύριο κινητό τον άνεμο με διεύθυνση $\theta = \pm 90^\circ$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του συνδέσμου είναι 0,92.

Όνομα	CS14	
Τύπος	SHS100/100/8.0	
Περιγραφή πηγής	British Standard / BS 5950 part 1 : 1990 & EN 10210-2	
Στοιχείο υλικού	S 235	
Κατεργασία	εξηλασμένη εν θερμώ	
Καμπικός λυγισμός y-y	a	
Καμπικός λυγισμός z-z	a	
Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός	Προεπιλεγμένο	
Χρήση 2D FEM Ανάλυσης	x	
		
A [m ²]	2,8800e-03	
A _{y, z} [m ²]	1,4160e-03	1,4160e-03
I _{y, z} [m ⁴]	4,0000e-06	4,0000e-06
I _w [m ⁶], Αυτό [m ⁴]	6,6667e-09	6,4600e-06
W _{el y, z} [m ³]	7,9900e-05	7,9900e-05
W _{pl y, z} [m ³]	9,6539e-05	9,6539e-05
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	50	50
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	3,7900e-01	7,0840e-01
M _{ply +, -} [Nm]	2,27e+04	2,27e+04
M _{plz +, -} [Nm]	2,27e+04	2,27e+04

Οι υπολογισμοί που προκύπτουν από το υπολογιστικό πρόγραμμα Scia Engineer version 14 ακολουθούν στην συνέχεια:

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 0.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-54,14	kN
Vy,Ed	0,04	kN
Vz,Ed	0,92	kN
T,Ed	0,01	kNm
My,Ed	-1,70	kNm
Mz,Ed	-0,24	kNm

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	9,50
Κατηγορία 1 Όριο	33,41
Κατηγορία 2 Όριο	38,48
Κατηγορία 3 Όριο	63,05

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	2,8800e-03	m ²
Nc,Rd	676,80	kN
Έλεγχος μονάδος	0,08	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για My

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,y	9,6539e-05	m ³
Mpl,y,Rd	22,69	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,08	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	9,6539e-05	m ³
Mpl,z,Rd	22,69	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,01	-

Έλεγχος διάτμησης για Vy

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	1,4400e-03	m ²
Vpl,y,Rd	195,38	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

Έλεγχος διάτμησης για Vz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
Av	1,4400e-03	m ²
Vpl,z,Rd	195,38	kN
Έλεγχος μονάδος	0,00	-

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:...

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	9,50
Κατηγορία 1 Όριο	33,41
Κατηγορία 2 Όριο	38,48
Κατηγορία 3 Όριο	63,05

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο

Παράμετροι λυγισμού	γγ
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹</i>	
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό
Μήκος συστήματος L	10,953
Συντελεστής λυγισμού k	1,02
Μήκος λυγισμού Lcr	11,205
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	66,03
Λυγηρότητα λ	300,67
Σχετική λυγηρότητα λ,rel	3,20
Περιορισμός λυγηρότητας λ,rel,0	0,20
Καμπύλη λυγισμού	a
Ατέλεια α	0,21
Συντελεστής μείωσης χ	0,09
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	61,84

Flexural Buckling verification		
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹</i>		
Εμβαδό διατομής A	2,8800e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	61,84	kN
Έλεγχος μονάδος	0,88	-

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σημείωση: Η διατομή είναι τύπου RHS με 'h / b < 10 / λ,red,z'.

Δεν υπόκειται σε Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό.

Έλεγχος θλίψης και κάμψης

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση</i> <i>*Φοιτητική έκδοση</i> <i>*Φοιτητική έκδοση</i> <i>*Φοιτητική έκδοση</i>		
k _{yy}	0.526	
k _{yz}	0.091	
k _{zy}	1.632	
k _{zz}	0.561	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	2.8800e-03	m ²
W _y	9.6539e-05	m ³
W _z	9.6539e-05	m ³
NR _k	676.80	kN
My,R _k	22.69	kNm
Mz,R _k	22.69	kNm
My,E _d	-1.70	kNm
Mz,E _d	0.25	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
M _{cr0}	189.91	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.35	
Ψ _y	0.834	
Ψ _z	-0.944	
C _{my,0}	0.470	
C _{mz,0}	0.501	
C _{my}	0.470	
C _{mz}	0.501	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	0.195	
μ _z	0.961	
w _y	1.208	
w _z	1.208	
η _{pl}	0.080	
a _{LT}	0.000	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.000	
d _{LT}	0.000	
e _{LT}	0.000	
C _{yy}	0.968	
C _{yz}	0.800	

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση</i> <i>*Φοιτητική έκδοση</i> <i>*Φοιτητική έκδοση</i> <i>*Φοιτητική έκδοση</i>		
C _{zy}	0.828	
C _{zz}	0.959	

$$\text{Έλεγχος μονάδος (6.61)} = 0.88 + 0.04 + 0.00 = 0.92$$

$$\text{Έλεγχος μονάδος (6.62)} = 0.23 + 0.12 + 0.01 = 0.36$$

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

4.5 Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε η διατομή γωνίας L100.100.8. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης έχει κύριο κινητό τον άνεμο με διεύθυνση $\theta=0^\circ$ και ο οριζόντιος σύνδεσμος έχει συντελεστή εκμετάλλευσης 0,77.

Όνομα	CS35	
Τύπος	ISEA100/100/8	
Περιγραφή πηγής	Indian Standard / IS 808 : 1989 / 3rd Revision	
Στοιχείο υλικού	S 235	
Κατεργασία	εξηλασμένη εν θερμώ	
Καμπτικός λυγισμός y-y	b	
Καμπτικός λυγισμός z-z	b	
Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός	Προεπιλεγμένο	
Χρήση 2D FEM Ανάλυσης	x	
A [m ²]	1,5400e-03	
A _{y, z} [m ²]	1,3025e-03	1,3022e-03
I _{y, z} [m ⁴]	2,3200e-06	5,8400e-07
I _{YLCS, ZLCS} [m ⁴]	1,4500e-06	1,4500e-06
I _w [m ⁶], Αυτό [m ⁴]	1,3768e-40	3,4900e-08
W _{ely, z} [m ³]	3,3424e-05	1,5536e-05
W _{ply, z} [m ³]	5,2189e-05	2,6619e-05
d _{y, z} [mm]	-34	0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	28	28
α [deg]	45,00	
I _{YZLCS} [m ⁴]	-8,7661e-07	
A _{L, D} [m ² /m]	3,9633e-01	3,9633e-01
M _{ply +, -} [Nm]	1,23e+04	1,23e+04
M _{plz +, -} [Nm]	6,26e+03	6,26e+03

Οι υπολογισμοί που προκύπτουν από το υπολογιστικό πρόγραμμα Scia Engineer version 14 ακολουθούν στην συνέχεια:

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...:

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 0.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	34,36	kN
V _y ,Ed	-0,15	kN
V _z ,Ed	0,33	kN
T,Ed	0,01	kNm
M _y ,Ed	-2,90	kNm
M _z ,Ed	-1,22	kNm

Έλεγχος σε εφελκυσμό

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.3 και τύπο (6.5)

A	1,5400e-03	m ²
N _{pl,Rd}	361,90	kN
N _{u,Rd}	399,17	kN
N _{t,Rd}	361,90	kN
Έλεγχος μονάδος	0,09	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για M_y

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

W _{pl,y}	5,2189e-05	m ³
M _{pl,y,Rd}	12,26	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,24	-

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	2,6619e-05	m ³
Mpl,z,Rd	6,26	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,20	-

Έλεγχος διάτμησης για Vy

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.19)

τ, V_y, E_d	0,2	MPa
τ, R_d	135,7	MPa
Έλεγχος μονάδος	0,00	-



....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:....

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹</i>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
Wy	3.3424e-05	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mcr	15.80	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ,LT	0.71	
Όριο λυγηρότητας λ,LT,0	0.40	
καμπύλη LTB	d	
Ατέλεια α,LT	0.76	
Συντελεστής μείωσης χ,LT	0.64	
Αντοχή λυγισμού Mb,Rd	5.03	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.58	-

Mcr Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹</i>		
LTB μήκος	7.215	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.95	
C2	0.14	
C3	1.00	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ECCS 119 2006 / Galea 2002 φορτίο στο κέντρο βάρους

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

4.6 Μετωπικός στύλος

Η δυσμενέστερη περίπτωση είναι αυτή για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$. Οι μετωπικοί στύλοι ελέγχονται μόνο για τα φορτία της ανεμοπίεσης.

Θα γίνει έλεγχος του δυσμενέστερου στύλου ο οποίος δέχεται φορτίο ανέμου:

$w=0,64\text{kN/m}^2*(4,60\text{m}+2,25\text{m})=4,38\text{ kN/m}$ για το συνολικό πλάτος επιρροής του στύλου 6,85m.

Άρα το φορτίο σχεδιασμού $q_{Ed}=1,50*4,38=6,57\text{ kN/m}$

Θεωρώντας την δοκό αμφιέρεστη με μήκος $L=10,30\text{m}$ προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$M_{Ed}=q_{Ed}*l^2/8=6,57*10,30^2/8=87,12\text{ kN*m}=8712\text{kN*cm}$$

$$V_{Ed}=q_{Ed}*l/2=6,57*10,30/2=33,83\text{ kN}$$

Επιλογή διατομής με βάση την αντοχή σε κάμψη

Θα πρέπει $M_{Ed}\leq M_{pl,Rd}=W_{pl,y}*f_y/\gamma_{M0}\rightarrow W_{pl,y}\geq M_{Ed}/f_y=8712/23,5=370,72\text{cm}^3$

Άρα επιλέγω διατομή HEA 200 , $W_{pl,y}=429,50\text{cm}^3$

Η διατομή για καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1 , γι' αυτό και επιλέγουμε πλαστικό έλεγχο.

Πλαστικός έλεγχος σε διάτμηση

Θα πρέπει $V_{Ed}\leq V_{c,Rd}$

$$V_{c,Rd}=V_{pl,Rd}=A_{vz}*(f_y/(\sqrt{3}*\gamma_{M0}))=18,08*(23,5/(\sqrt{3}))=245,3\text{kN} > V_{Ed}=33,83\text{ kN}$$

Άρα η διατομή σε διάτμηση επαρκεί

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει: $V_{Ed}=33,83\text{ kN}<0,50*V_{pl,Rd}=122,65\text{ kN}$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας .

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός εξασφαλίζεται πλευρικά από την παρουσία των φύλλων πλευρικής επένδυσης.

4.7 Τεγίδες

Επιλέχθηκε στο υπό μελετη μεταλλικό κτίριο να τοποθετηθεί τεγίδα IPE 160 και στις δύο πλευρές τη στέγης με διαφορετική κλίση. Λόγω της κλίσης του ζυγώματος , οι τεγίδες καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη περί τους δύο άξονες της διατομής. Η δυσμενέστερη τεγίδα προκύπτει για διεύθυνση του ανέμου $\theta=\pm 90^\circ$.

4.7.1 Για κλίση στέγης $\varphi=4,5^\circ$

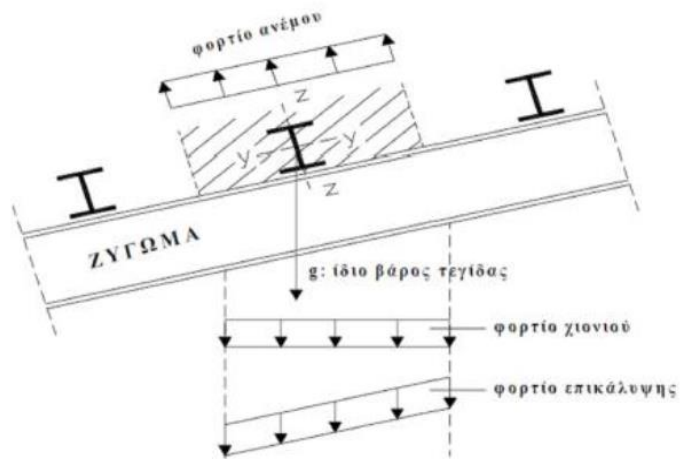
$\sin(\varphi)=0,077$ και $\cos(\varphi)=0,996$

Τοποθέτηση τεγίδων IPE 160 ανά $d=1,86\text{m}$ (άρα η κάθε τεγίδα έχει πλάτος επιρροής 1,86m)

Φορτία

- Ίδιο βάρος τεγίδας: $g=0,158\text{kN/m}$
- Φορτίο επικάλυψης οροφής: $g'=0,12*1,86=0,22\text{ kN/m}$
- Κινητό φορτίο οροφής: $q=0,50*1,86=0,93\text{ kN/m}$
- Φορτίο χιονιού: $s=0,65*1,86=1,21\text{ kN/m}$
- Φορτίο ανέμου: $w=-1,25*1,86=-2,325\text{ kN/m}$

Η πίεση του ανέμου εφαρμόζεται κάθετα στο επίπεδο της στέγης ενώ τα υπόλοιπα φορτία όχι. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να αναλυθούν σε δύο συνιστώσες , μία παράλληλη και μία κάθετη στο επίπεδο της στέγης. Το παρακάτω σχήμα 4.1 μας δίνει μία εικόνα για την άσκηση των φορτίων στις τεγίδες.



Σχήμα 4.1

Συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι τρεις συνδυασμοί που μορφώνονται για τα τρία κινητά φορτία είναι:

$$Ed_1 = \gamma_G \cdot (g + g') + \gamma_{Q,1} \cdot s + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot w + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot q \text{ (κύριο το χιόνι)}$$

$$Ed_2 = \gamma_G \cdot (g + g') + \gamma_{Q,1} \cdot w + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot s + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot q \text{ (κύριο ο άνεμος)}$$

$$Ed_3 = \gamma_G \cdot (g + g') + \gamma_{Q,1} \cdot q + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot w + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot s \text{ (κύριο το κινητό)}$$

Δυσμενής συνδυασμός με τα φορτία προς τα κάτω

$$Ed_1 = 1,35 \cdot (g + g') + 1,5 \cdot s + 0 \cdot 0,6 \cdot w + 1,5 \cdot 0,7 \cdot q \text{ (κύριο το χιόνι)}$$

$$Ed_{1,z} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 1,209 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,93) \cdot \cos \varphi = 3,29 \text{ kN/m}$$

$$Ed_{1,y} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 1,209 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,93) \cdot \sin \varphi = 0,254 \text{ kN/m}$$

$$Ed_3 = 1,35 \cdot (g + g') + 1,5 \cdot q + 0 \cdot 0,6 \cdot w + 1,5 \cdot 0,5 \cdot s \text{ (κύριο το κινητό)}$$

$$Ed_{3,z} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 0,93 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,209) \cdot \cos \varphi = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$Ed_{3,y} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 0,93 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,209) \cdot \sin \varphi = 0,216 \text{ kN/m}$$

Δυσμενής συνδυασμός με τα φορτία προς τα πάνω

$$Ed_2 = 1,00 \cdot (g + g') + 1,5 \cdot w + 0 \cdot 0,5 \cdot s + 0 \cdot 0,7 \cdot q \text{ (κύριο ο άνεμος)}$$

$$Ed_{2,z} = (1,00 \cdot 0,38) \cdot \cos \varphi - 1,5 \cdot 2,325 = -3,1 \text{ kN/m}$$

$$Ed_{2,y} = (1,00 \cdot 0,38) \cdot \sin \varphi = 0,03 \text{ kN/m}$$

Κρίσιμος ο συνδυασμός 1, άρα: $q_z = 3,29 \text{ kN/m}$ και $q_y = 0,254 \text{ kN/m}$

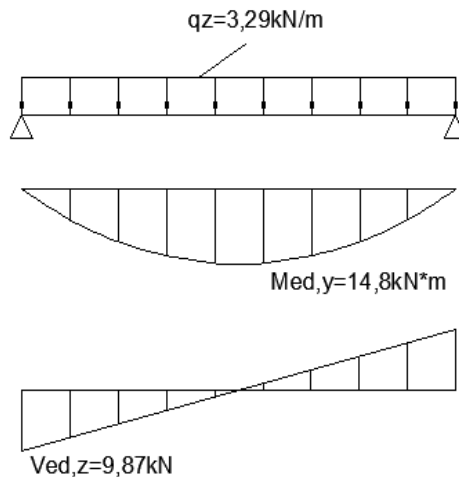
Εντατικά μεγέθη

Υπολογισμός ροπής κάμψης τεγίδας περί τον άξονα y

$$M_{Ed,y} = (1/8) \cdot q_z \cdot L^2 = (1/8) \cdot 3,29 \cdot 6,00^2 = 14,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης τεγίδας κατά τον άξονα z

$$V_{Ed,z} = 0,5 \cdot q_z \cdot L = 0,5 \cdot 3,29 \cdot 6,00 = 9,87 \text{ Kn}$$



Σχήμα 4.2: Τεγίδα κατά άξονα z

Η τεγίδα κατά τον άξονα z λειτουργεί ως αμφιέρειστη με μέγιστα την παραπάνω ροπή και τέμνουσα. Κατά τον ασθενή άξονα όμως τοποθετούμε ελκυστήρα να παραλάβει τις παραμορφώσεις κατά y, κάτι που αποτελεί οικονομικότερη λύση.

Η τεγίδα κατά τον άξονα y συμπεριφέρεται ως συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων, μήκους L=3,00m.

Αντιδράσεις στις στηρίξεις

$$R_y = (3 \cdot q_y \cdot L) / 8 = (3 \cdot 0,254 \cdot 3,0) / 8 = 0,285 \text{ kN (ακραία στήριξη)}$$

$$R_{Ed,y} = (10 \cdot q_y \cdot 3,0) / 8 = (10 \cdot 0,254 \cdot 3,0) / 8 = 0,952 \text{ kN (μεσαία στήριξη)}$$

Υπολογισμός ροπών κάμψεως τεγίδας

$$M_{Ed,z} = 0,07 \cdot q_y \cdot L^2 = 0,07 \cdot 0,254 \cdot 3,00^2 = 0,16 \text{ kN (ανοίγματα)}$$

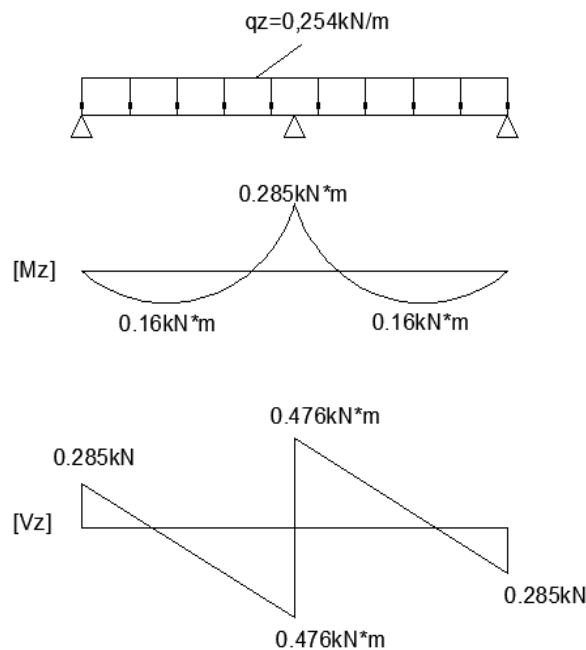
$$M_{Ed,z} = q_y \cdot L^2 \cdot (1/8) = 0,254 \cdot 3,00^2 \cdot (1/8) = 0,285 \text{ kN (στην στήριξη του ελκυστήρα)}$$

Υπολογισμός τέμνουσων δυνάμεων τεγίδας

$$V_{Ed,y} = 3 \cdot q_y \cdot 3,0 \cdot (1/8) = 3 \cdot 0,254 \cdot 3,0 \cdot (1/8) = 0,285 \text{ kN (ακραία)}$$

$$V_{Ed,y} = 5 \cdot q_y \cdot L \cdot (1/8) = 5 \cdot 0,254 \cdot 3,0 \cdot (1/8) = 0,476 \text{ kN (μεσαία)}$$

Παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα κατά z εντοπίζεται στα άκρα, ενώ η μέγιστη τέμνουσα κατά y στη θέση του ελκυστήρα, όπου και αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά y και κατά z.



Σχήμα 4.3: Τεγίδα κατά άξονα y

Πλαστικός έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} \right)^\beta = \left(\frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^1 =$$

$$= (1480 / (123,9 \cdot 23,5))^2 + (28,5 / (26,1 \cdot 23,5)) = 0,304 < 1$$

Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον άξονα z

Θα πρέπει: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$

$$V_{Ed,z}=9,87\text{kN}, V_{c,Rd,z}=V_{pl,Rd,z}=(A_{vz} \cdot f_y)/(\sqrt{3} \cdot 1,00)=(9,66 \cdot 23,5)/\sqrt{3}=131,06\text{kN}$$

Άρα, $V_{Ed,z}=9,87\text{kN} < V_{c,Rd,z}=131,06\text{kN}$

Κατά τον άξονα y

Θα πρέπει: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$

$$V_{Ed,y}=0,476\text{kN}, V_{c,Rd,y}=V_{pl,Rd,y}=(A_{vy} \cdot f_y)/(\sqrt{3} \cdot 1,00)=(12,13 \cdot 23,5)/\sqrt{3}=164,57\text{kN}$$

Άρα, $V_{Ed,y}=0,476\text{kN} \leq V_{c,Rd,y}=164,57\text{kN}$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

$$V_{Ed,z}=9,87\text{kN} < 0,5 \cdot V_{c,Rd,z}=0,5 \cdot 131,06=65,53\text{kN}$$

$$V_{Ed,y}=0,476 < 0,5 \cdot V_{c,Rd,y}=0,5 \cdot 164,57=82,30\text{kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$ λόγω παρουσίας διάτμησης.

Συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

Δυσμενείς συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία

Οι τρεις συνδυασμοί που μορφώνονται για τα τρία κινητά φορτία είναι:

$$E_{d,1}=\gamma_G \cdot (g+g')+\gamma_{Q,1} \cdot s+\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot w+\gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot q \text{ (κύριο το χιόνι)}$$

$$E_{d,2}=\gamma_G \cdot (g+g')+\gamma_{Q,1} \cdot w+\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot s+\gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot q \text{ (κύριο ο άνεμος)}$$

$$E_{d,3}=\gamma_G \cdot (g+g')+\gamma_{Q,1} \cdot q+\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot w+\gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot s \text{ (κύριο το κινητό)}$$

Δυσμενείς συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω

$$E_{d,1}=1,00 \cdot (g+g')+1,00 \cdot s+0 \cdot 0,6 \cdot w+1,00 \cdot 0,70 \cdot q \text{ (κύριο το χιόνι)}$$

$$E_{d,1,z}=(1,00 \cdot 0,38+1,00 \cdot 1,209+1,00 \cdot 0,70 \cdot 0,93) \cdot \cos\varphi=2,23\text{ kN/m}$$

$$E_{d,1,y}=(1,00 \cdot 0,38+1,00 \cdot 1,209+1,00 \cdot 0,70 \cdot 0,93) \cdot \sin\varphi=0,172\text{ kN/m}$$

$$E_{d,3}=1,00 \cdot (g+g')+1,00 \cdot q+0 \cdot 0,6 \cdot w+1,00 \cdot 0,5 \cdot s \text{ (κύριο το κινητό)}$$

$$E_{d,3,z}=(1,00 \cdot 0,38+1,00 \cdot 0,93+1,00 \cdot 0,5 \cdot 1,209) \cdot \cos\varphi=1,90\text{ kN/m}$$

$$E_{d,3,y}=(1,00 \cdot 0,38+1,00 \cdot 0,93+1,00 \cdot 0,5 \cdot 1,209) \cdot \sin\varphi=0,147\text{ kN/m}$$

Δυσμενείς συνδυασμοί με φορτία προς τα πάνω

$$E_{d,2}=1,00 \cdot (g+g')+1,00 \cdot w+0 \cdot 0,5 \cdot s+0 \cdot 0,7 \cdot q \text{ (κύριο ο άνεμος)}$$

$$E_{d,2,z}=1,00 \cdot 0,38 \cdot \cos\varphi-1,00 \cdot 2,325=-1,94\text{ kN/m}$$

$$E_{d,2,y}=1,00 \cdot 0,38 \cdot \sin\varphi=0,03\text{ kN/m}$$

Δυσμενέστερος ο πρώτος συνδυασμός $E_{d,1}$ από τον οποίο παίρνω:

$$q_z=2,23\text{ kN/m}, \text{ και } q_y=0,172\text{ kN/m}$$

Δυσμενείς συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία

$$E_{d,4}=\gamma_{Q,1} \cdot s+\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot w+\gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot q \text{ (κύριο το χιόνι)}$$

$$E_{d,5}=\gamma_{Q,1} \cdot w+\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot s+\gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot q \text{ (κύριο ο άνεμος)}$$

$$E_{d,6}=\gamma_{Q,1} \cdot q+\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot s+\gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot w \text{ (κύριο το κινητό στέγης)}$$

Δυσμενείς συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω

$$E_{d,4}=1,00 \cdot s+0 \cdot 0,6 \cdot w+1,00 \cdot 0,7 \cdot q \text{ (κύριο το χιόνι)}$$

$$E_{d,4,z}=(1,00 \cdot 1,209+1,00 \cdot 0,7 \cdot 0,93) \cdot \cos\varphi=1,85\text{ kN/m}$$

$$E_{d,4,y}=(1,00 \cdot 1,209+1,00 \cdot 0,7 \cdot 0,93) \cdot \sin\varphi=0,143\text{ kN/m}$$

$$E_{d,6}=1,00 \cdot q+1,00 \cdot 0,5 \cdot s+0 \cdot 0,6 \cdot w \text{ (κύριο το κινητό στέγης)}$$

$$E_{d,6,z}=(1,00 \cdot 0,93+1,00 \cdot 0,5 \cdot 1,209) \cdot \cos\varphi=1,53\text{ kN/m}$$

$$E_{d,6,y}=(1,00 \cdot 0,93+1,00 \cdot 0,5 \cdot 1,209) \cdot \sin\varphi=0,118\text{ kN/m}$$

Δυσμενείς συνδυασμοί με φορτία προς τα πάνω

$$E_{d,5}=1,00 \cdot w+0 \cdot 0,5 \cdot s+0 \cdot 0,7 \cdot q \text{ (κύριο ο άνεμος)}$$

$$E_{d,5,z}=-1,00 \cdot 2,325=-2,325\text{ kN/m}$$

$$E_{d,5,y}=0$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z=(5*q_z*L^4)/(384*E*I_y)=(5*0,0223*600^4)/(384*21000*869,3)=2,06\text{cm}<w_{\max}=(600/200)$$

$$\Rightarrow w_{\max}=3\text{cm}$$

Συνδυασμός για πρόσθετα κινητά μόνο

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z=(5*q_z*L^4)/(384*E*I_y)=(5*0,0232*600^4)/(384*21000*869,3)=2,14\text{cm}<w_{\max}=(600/200)$$

$$\Rightarrow w_{\max}=3\text{cm}$$

Ο έλεγχος βελών της τεγίδας κατά την κάμψη περί τον άξονα y ικανοποιείται. Για την πρόληψη της κάμψης περί τον άξονα z τοποθετείται ελκυστήρας, ο οποίος διαστασιολογείται παρακάτω.

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα

Η αντίδραση στο μέσον της τεγίδας κατά τον ασθενή άξονα για τις έξι ενδιάμεσες τεγίδες είναι: $V_{Ed,y}=0,952\text{kN}$

,ενώ για την ακραία τεγίδα, για την οποία το εύρος της ζώνης επιρροής είναι ίσο με $1,86/2\text{m}$, η αντίδραση κατά τον ασθενή άξονα είναι ίση με: $V_{Ed,y}=0,476\text{kN}$

Η μεγαλύτερη δύναμη που δέχεται ο ελκυστήρας είναι :

$$F_{Ed}=6*0,952+1*0,476=6,19\text{ kN}$$

Με βάση αυτή τη δύναμη διαστασιολογώ τον ελκυστήρα:

$$\text{Επιλέγω } \Phi 12 \text{ ποιότητας S220 με εμβαδό διατομής στο σπείρωμα: } A=0,843\text{cm}^2$$

Η αντοχή του ελκυστήρα σε εφελκυσμό δίνεται από την σχέση:

$$F_{t,Rd}=(0,90*f_{ub}*A_s)/\gamma_{M,b}=(0,90*22*0,843)/1,25=13,35\text{ kN}$$

$$F_{t,Rd}=13,35\text{ kN}>F_{Ed}=6,19\text{ kN}$$

Άρα, η διατομή που επιλέχθηκε επαρκεί.

4.7.2 Για κλίση στέγης $\varphi=6^\circ$

$$\sin\varphi=0,099, \cos\varphi=0,995$$

Τοποθέτηση τεγίδων IPE 160 ανά $d=2,00\text{m}$ (άρα η κάθε τεγίδα έχει πλάτος επιρροής $2,00\text{m}$).

Φορτία

- Ίδιο βάρος τεγίδας: $g=0,158\text{kN/m}$
- Φορτίο επικάλυψης οροφής: $g'=0,12*2,00=0,24\text{ kN/m}$
- Κινητό φορτίο οροφής: $q=0,50*2,00=1,00\text{ kN/m}$
- Φορτίο χιονιού: $s=0,65*2,00=1,30\text{ kN/m}$
- Φορτίο ανέμου: $w=-1,25*2,00=-2,50\text{ kN/m}$

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στην οριακή κατάσταση αστοχίας όπως και παραπάνω θα είναι: (κύριο το χιόνι)

$$E_{d,1,z}=(1,35*0,398+1,5*1,30+1,5*0,7*1,00)*\cos\varphi=3,52\text{ kN/m}$$

$$E_{d,1,y}=(1,35*0,398+1,5*1,30+1,5*0,7*1,00)*\sin\varphi=0,350\text{ kN/m}$$

Τα δυσμενέστερα φορτία δηλαδή στην ΟΚΑ:

$$q_z=3,52\text{ kN/m} \text{ και } q_y=0,350\text{ kN/m}$$

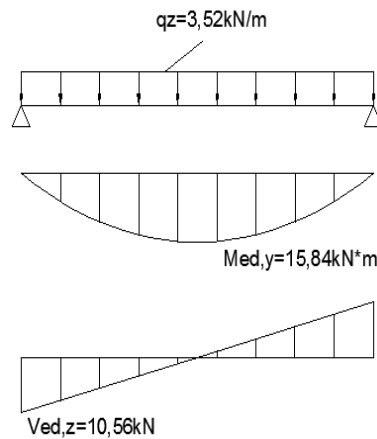
Εντατικά μεγέθη

Υπολογισμός ροπής κάμψης τεγίδας περί τον άξονα y

$$M_{Ed,y}=(1/8)*q_z*L^2=(1/8)*3,52*6,00^2=15,84\text{ kN*m}$$

Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης τεγίδας κατά τον άξονα z

$$V_{Ed,z} = 0,5 \cdot q_z \cdot L = 0,5 \cdot 3,52 \cdot 6,00 = 10,56 \text{ kN}$$



Σχήμα 4.4: Τεγίδα κατά τον άξονα z

Η τεγίδα κατά τον άξονα z λειτουργεί ως αμφιέρειστη με μέγιστα την παραπάνω ροπή και τέμνουσα. Κατά τον ασθενή άξονα όμως τοποθετούμε ελκυστήρα να παραλάβει τις παραμορφώσεις κατά y, κάτι που αποτελεί οικονομικότερη λύση.

Η τεγίδα κατά τον άξονα y συμπεριφέρεται ως συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων, μήκους $L=3,00\text{m}$.

Αντιδράσεις στις στηρίξεις

$$R_y = (3 \cdot q_y \cdot L) / 8 = (3 \cdot 0,350 \cdot 3,0) / 8 = 0,393 \text{ kN (ακραία στήριξη)}$$

$$R_{Ed,y} = (10 \cdot q_y \cdot 3,0) / 8 = (10 \cdot 0,350 \cdot 3,0) / 8 = 1,31 \text{ kN (μεσαία στήριξη)}$$

Υπολογισμός ροπών κάμψεως τεγίδας

$$M_{Ed,z} = 0,07 \cdot q_y \cdot L^2 = 0,07 \cdot 0,350 \cdot 3,00^2 = 0,220 \text{ kN*m (ανοίγματα)}$$

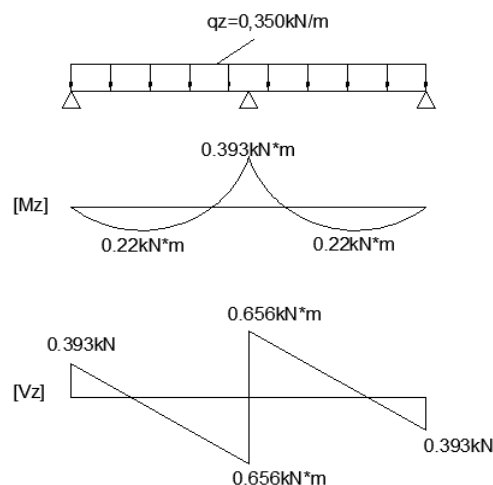
$$M_{Ed,z} = q_y \cdot L^2 \cdot (1/8) = 0,350 \cdot 3,00^2 \cdot (1/8) = 0,393 \text{ kN*m (στην στήριξη του ελκυστήρα)}$$

Υπολογισμός τέμνουσων δυνάμεων τεγίδας

$$V_{Ed,y} = 3 \cdot q_y \cdot 3,0 \cdot (1/8) = 3 \cdot 0,350 \cdot 3,0 \cdot (1/8) = 0,393 \text{ kN (ακραία)}$$

$$V_{Ed,y} = 5 \cdot q_y \cdot L \cdot (1/8) = 5 \cdot 0,350 \cdot 3,0 \cdot (1/8) = 0,656 \text{ kN (μεσαία)}$$

Παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα κατά z εντοπίζεται στα άκρα, ενώ η μέγιστη τέμνουσα κατά y στη θέση του ελκυστήρα, όπου και αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά y και κατά z.



Σχήμα 4.5: Τεγίδα κατά τον άξονα y

Πλαστικός έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}}\right)^\beta = \left(\frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}\right)^1 =$$

$$=(1584/(123,9*23,5))^2+(39,3/(26,1*23,5))=0,359<1$$

Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον άξονα z

Θα πρέπει: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$

$$V_{Ed,z}=10,56\text{kN}, V_{c,Rd,z}=V_{pl,Rd,z}=(A_{vz} \cdot f_y)/(\sqrt{3} \cdot 1,00)=(9,66 \cdot 23,5)/\sqrt{3}=131,06\text{kN}$$

Άρα, $V_{Ed,z}=10,56\text{kN} < V_{c,Rd,z}=131,06\text{kN}$

Κατά τον άξονα y

Θα πρέπει: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$

$$V_{Ed,y}=0,656\text{kN}, V_{c,Rd,y}=V_{pl,Rd,y}=(A_{vy} \cdot f_y)/(\sqrt{3} \cdot 1,00)=(12,13 \cdot 23,5)/\sqrt{3}=164,57\text{kN}$$

Άρα, $V_{Ed,y}=0,656\text{kN} \leq V_{c,Rd,y}=164,57\text{kN}$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

$$V_{Ed,z}=10,56\text{kN} < 0,5 \cdot V_{c,Rd,z}=0,5 \cdot 131,06=65,53\text{kN}$$

$$V_{Ed,y}=0,656 < 0,5 \cdot V_{c,Rd,y}=0,5 \cdot 164,57=82,30\text{kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$ λόγω παρουσίας διάτμησης.

Συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας όπως και παραπάνω θα είναι: (κύριο το χιόνι)

Μόνιμα και κινητά (κύριο το χιόνι)

$$E_{d,1,z}=(1,00 \cdot 0,398+1,00 \cdot 1,30+1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00) \cdot \cos\varphi=2,38\text{kN} \cdot \text{m} \rightarrow q_z=2,38\text{kN/m}$$

$$E_{d,1,y}=(1,00 \cdot 0,398+1,00 \cdot 1,30+1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00) \cdot \sin\varphi=0,237\text{kN} \cdot \text{m} \rightarrow q_y=0,237\text{kN/m}$$

Κινητά μόνο (κύριο ο άνεμος)

$$E_{d,5,z}=-1,00 \cdot 2,5=-2,50\text{kN/m} \rightarrow q_z=-2,50\text{kN/m}$$

$$E_{d,5,y}=0 \rightarrow q_y=0$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z=(5 \cdot q_z \cdot L^4)/(384 \cdot E \cdot I_y)=(5 \cdot 0,0238 \cdot 600^4)/(384 \cdot 21000 \cdot 869,3)=2,20\text{cm} < w_{\max}=(600/200)$$

$$\Rightarrow w_{\max}=3\text{cm}$$

Συνδυασμός για πρόσθετα κινητά μόνο

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z=(5 \cdot q_z \cdot L^4)/(384 \cdot E \cdot I_y)=(5 \cdot 0,0250 \cdot 600^4)/(384 \cdot 21000 \cdot 869,3)=2,31\text{cm} < w_{\max}=(600/200)$$

$$\Rightarrow w_{\max}=3\text{cm}$$

Ο έλεγχος βελών της τεγίδας κατά την κάμψη περί τον άξονα y ικανοποιείται. Για την πρόληψη της κάμψης περί τον άξονα z τοποθετείται ελκυστήρας, ο οποίος διαστασιολογείται παρακάτω.

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα

Η αντίδραση στο μέσον της τεγίδας κατά τον ασθενή άξονα για τις τέσσερις ενδιάμεσες τεγίδες είναι: $V_{Ed,y}=1,31\text{kN}$

,ενώ για την ακραία τεγίδα, για την οποία το εύρος της ζώνης επιρροής είναι ίσο με 2,00/2m, η αντίδραση κατά τον ασθενή άξονα είναι ίση με: $V_{Ed,y}=0,656\text{kN}$

Η μεγαλύτερη δύναμη που δέχεται ο ελκυστήρας είναι :

$$F_{Ed}=4*1,31+1*0,656=5,90 \text{ kN}$$

Με βάση αυτή τη δύναμη διαστασιολογώ τον ελκυστήρα:

Επιλέγω Φ12 ποιότητας S220 με εμβαδό διατομής στο σπείρωμα: $A=0,843\text{cm}^2$

Η αντοχή του ελκυστήρα σε εφελκυσμό δίνεται από την σχέση:

$$F_{t,Rd}=(0,90*f_{ub}*A_s)/\gamma_{M,b}=(0,90*22*0,843)/1,25=13,35 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd}=13,35 \text{ kN} > F_{Ed}=5,90 \text{ kN}$$

Άρα, η διατομή που επιλέχθηκε επαρκεί.

4.8 Μηκίδες

Επιλέχθηκε στο υπό μελετη μεταλλικό κτίριο να τοποθετηθεί μηκίδα UPN 120, στα πλαϊνά της κατασκευής και στο μεγαλύτερο τμήμα των όψεων. Στο υπόλοιπο κομμάτι των όψεων τοποθετήθηκε UPN 200.

Οι μηκίδες καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη και περί τους δύο άξονες της διατομής. Οι έλεγχοι αφορούν τη δυσμενέστερη μηκίδα, η οποία δέχεται και το μεγαλύτερο φορτίο της ανεμοπίεσης.

4.8.1 Πλαϊνή μηκίδα

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- Ίδιο βάρος μηκίδας: $g=0,134\text{kN/m}$
- Πίεση ανέμου: $w=-0,581 \text{ kN/m}^2$

Οι μηκίδες τοποθετούνται ανά 1,84m, και προφανώς έχουν αντίστοιχο πλάτος επιρροής.

Έτσι: $w=-1,84*0,581=-1,07 \text{ kN/m}$ (κατανομή ανέμου ανά μηκίδα)

Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y:

$$E_{d,z}=1,50*w=-1,50*1,07=-1,605 \text{ kN/m} \rightarrow q_z=-1,605 \text{ kN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z:

$$E_{d,y}=1,35*0,134=0,18 \text{ kN/m} \rightarrow q_y=0,18 \text{ kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη

Λόγω των φορτίων q_z , που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα z της μηκίδας, αναπτύσσονται καμπτικές ροπές M_y και τέμνουσες δυνάμεις V_z .

Υπολογισμός ροπών κάμψεως μηκίδας κατά τον άξονα z:

$$M_{Ed,y}=(1/8)*q_z*L^2=(1/8)*1,605*6,00^2=7,22 \text{ kN/m} \text{ ή } 722 \text{ kN*cm}$$

$$V_{Ed,z}=(1/2)*q_z*L=(1/2)*1,605*6,00=4,8 \text{ kN}$$

Κατά τον άξονα y επιλέγεται να τοποθετηθεί ελκυστήρας παρεμποδίζοντας την κάμψη περί τον άξονα z. Έτσι η μηκίδα λειτουργεί σαν συνεχή δοκό δύο ανοιγμάτων μήκους $L=3,00 \text{ m}$.

Αντιδράσεις στις στηρίξεις

$$R_y=(1/8)*3*q_y*L=(1/8)*3*0,18*3,0=0,202 \text{ kN} \text{ (ακραία στήριξη)}$$

$$R_{Ed,y}=(1/8)*10*q_y*L=(1/8)*10*0,18*3,0=0,675 \text{ kN} \text{ (μεσαία στήριξη)}$$

Υπολογισμός ροπών κάμψεως μηκίδας

$$M_{Ed,z}=0,07*q_y*L^2=0,07*0,18*3,0^2=0,1134 \text{ kN*m} \text{ (ανοίγματα)}$$

$$M_{Ed,z}=(1/8)*q_y*L^2=(1/8)*0,18*3^2=0,202 \text{ kN*m} \text{ (στήριξη ελκυστήρα)}$$

Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων μηκίδας

$$V_{Ed,y}=(1/8)*3*q_y*L=(1/8)*3*0,18*3,0=0,202 \text{ kN} \text{ (ακραία στήριξη)}$$

$$V_{Ed,y}=(1/8)*5*q_y*L=(1/8)*5*0,18*3,0=0,3375 \text{ kN} \text{ (μεσαία στήριξη)}$$

Πλαστικός έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Πλαστικός έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη

Συντηρητικά: $\alpha=\beta=1$

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}}\right)^\beta =$$

$$\begin{aligned} &= (M_{Ed,y}/((W_{pl,Rd,y}*f_y)/1,00)) + (M_{Ed,z}/((W_{pl,Rd,z}*f_y)/1,00)) = \\ &= (722/((72,6*23,5)/1,00)) + (20,20/((21,20*23,5)/1,00)) = \\ &= 0,423 + 0,0405 = 0,463 < 1 \end{aligned}$$

Επομένως ο έλεγχος της μηκίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον άξονα z:

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

$$V_{Ed,z} = 4,815 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz} * f_y) / (\sqrt{3} * 1,00) = (8,8 * 23,5) / \sqrt{3} = 119,40 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 4,815 \text{ kN} < V_{c,Rd,z} = 119,40 \text{ kN}$$

Κατά τον άξονα y:

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

$$V_{Ed,y} = 0,3375 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy} * f_y) / (\sqrt{3} * 1,00) = (9,9 * 23,5) / \sqrt{3} = 134,30 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 0,3375 \text{ kN} < V_{c,Rd,y} = 134,30 \text{ kN}$$

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y:

$$E_{d,z} = 1,00 * w = -1,00 * 1,07 = -1,07 \text{ kN/m} \rightarrow q_z = -1,07 \text{ kN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z

$$E_{d,y} = 1,00 * 0,134 = 0,134 \text{ kN/m} \rightarrow q_y = 0,134 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας

$$w_z = (5 * q_z * L^4) / (384 * E * I_y) = (5 * 0,0107 * 600^4) / (384 * 21000 * 364) = 2,36 \text{ cm} < w_{\max} = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος βελών κατά z.

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα

Η αντίδραση στο μέσον της μηκίδας, για τις τρεις ενδιάμεσες μηκίδες, κατά τον ασθενή άξονα είναι:

$$V_{Ed,y} = 0,675 \text{ kN}$$

$$\text{Ενώ για την ακραία μηκίδα: } V_{Ed,y} = 0,3375 \text{ kN}$$

Η εφελκυστική δύναμη που ασκείται στον ανώτερο ελκυστήρα είναι:

$$F_{Ed} = 3 * 0,675 + 1 * 0,3375 = 2,36 \text{ kN}$$

Επιλέγω Φ12, S220, $A = 0,843 \text{ cm}^2$ εμβαδό διατομής με σπείρωμα

Αντοχή ελκυστήρα σε εφελκυσμό:

$$F_{t,Rd} = (0,90 * f_{ub} * A_s) / \gamma_{Mb} = (0,90 * 22 * 0,843) / 1,25 = 13,35 \text{ kN}$$

$F_{t,Rd} > F_{Ed}$, η διατομή που επιλέχθηκε επαρκεί.

Σημείωση: UPN 120 θα τοποθετηθούν επίσης σε ένα μεγάλο τμήμα των όψεων.

4.8.2 Μετωπική μηκίδα

Σε ένα τμήμα των μετώπων ένα κομμάτι καλύπτεται από μηκίδες μήκους $L=9,00\text{m}$ και διατομής UPN 200. Ακολουθεί έλεγχος της μηκίδας αυτής.

Φορτία

- Ίδιο βάρος μηκίδας: $g=0,253\text{kN/m}$
- Πίεση ανέμου: $w=-0,961\text{ kN/m}^2$

Οι μηκίδες τοποθετούνται ανά $1,84\text{m}$, και προφανώς έχουν αντίστοιχο πλάτος επιρροής.

Έτσι: $w=-1,84*0,961=-1,77\text{ kN/m}$ (κατανομή ανέμου ανά μηκίδα)

Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα $y-y$:

$$E_{d,z}=1,50*w=-1,50*1,77=-2,65\text{ kN/m} \rightarrow q_z=-2,65\text{ kN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα $z-z$:

$$E_{d,y}=1,35*0,253=0,341\text{ kN/m} \rightarrow q_y=0,341\text{ kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη

Υπολογισμός ροπών κάμψεως μηκίδας κατά τον άξονα z :

$$M_{Ed,y}=(1/8)*q_z*L^2=(1/8)*2,65*9,00^2=26,83\text{kN/m} \text{ ή } 2683\text{ kN*cm}$$

$$V_{Ed,z}=(1/2)*q_z*L=(1/2)*2,65*9,00=11,93\text{ kN}$$

Κατά τον άξονα y επιλέγεται να τοποθετηθούν δύο ελκυστήρες παρεμποδίζοντας την κάμψη περί τον άξονα z . Έτσι η μηκίδα λειτουργεί σαν συνεχή δοκό τριών ανοιγμάτων μήκους $L=3,00\text{ m}$.

Αντιδράσεις στις στηρίξεις

$$R_y=0,30\text{ kN} \text{ (ακραία στήριξη)}$$

$$R_{Ed,y}=0,92\text{ kN} \text{ (μεσαία στήριξη)}$$

Υπολογισμός ροπών κάμψεως μηκίδας

$$M_{Ed,z}=0,18\text{ kN*m} \text{ (ανοίγματα)}$$

$$M_{Ed,z}=0,23\text{ kN*m} \text{ (στήριξη ελκυστήρα)}$$

Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων μηκίδας

$$V_{Ed,y}=0,30\text{ kN} \text{ (ακραία στήριξη)}$$

$$V_{Ed,y}=0,46\text{ kN} \text{ (μεσαία στήριξη)}$$

Πλαστικός έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Πλαστικός έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη

Συντηρητικά: $\alpha=\beta=1$

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}}\right)^\beta =$$

$$=(M_{Ed,y}/((W_{pl,Rd,y}*f_y)/1,00))+(M_{Ed,z}/((W_{pl,Rd,z}*f_y)/1,00))=$$

$$=(2683/((228*23,5)/1,00))+(23/((51,8*23,5)/1,00))=$$

$$=0,5+0,0188=0,518 < 1$$

Επομένως ο έλεγχος της μηκίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον άξονα z :

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

$$V_{Ed,z}=11,93\text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z}=V_{pl,Rd,z}=(A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*1,00)=(17,71*23,5)/\sqrt{3}=240,28\text{ kN}$$

$$V_{Ed,z}=11,93\text{ kN} < V_{c,Rd,z}=240,28\text{ kN}$$

Κατά τον άξονα y :

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

$$V_{Ed,y} = 0,46 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy} * f_y) / (\sqrt{3} * 1,00) = (17,25 * 23,5) / \sqrt{3} = 234,04 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 0,46 \text{ kN} < V_{c,Rd,y} = 234,04 \text{ kN}$$

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y:

$$E_{d,z} = 1,00 * w = -1,00 * 1,77 = -1,77 \text{ kN/m} \rightarrow q_z = -1,77 \text{ kN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z

$$E_{d,y} = 1,00 * 0,253 = 0,253 \text{ kN/m} \rightarrow q_y = 0,253 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας

$$w_z = (5 * q_z * L^4) / (384 * E * I_y) = (5 * 0,0177 * 900^4) / (384 * 21000 * 364) = 3,77 \text{ cm} < w_{\max} = 900 / 200 = 4,5 \text{ cm}$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος βελών κατά z.

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα

Η αντίδραση στο μέσον της μηκίδας, για την ενδιάμεση μηκίδα, κατά τον ασθενή άξονα είναι:

$$V_{Ed,y} = 0,92 \text{ kN}$$

$$\text{Ενώ για την ακραία μηκίδα: } V_{Ed,y} = 0,42 \text{ kN}$$

Η εφελκυστική δύναμη που ασκείται στον ανώτερο ελκυστήρα είναι:

$$F_{Ed} = 0,92 + 0,42 = 1,34 \text{ kN}$$

Επιλέγω Φ12, S220, $A = 0,843 \text{ cm}^2$ εμβαδό διατομής με σπείρωμα

Αντοχή ελκυστήρα σε εφελκυσμό:

$$F_{t,Rd} = (0,90 * f_{ub} * A_s) / \gamma_{Mb} = (0,90 * 22 * 0,843) / 1,25 = 13,35 \text{ kN}$$

$F_{t,Rd} > F_{Ed}$, η διατομή που επιλέχθηκε επαρκεί.

4.9 Πρόβολοι στήριξης δοκών κυλίσεως

Για την στήριξη της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας δυναμικότητας 10t, επιλέχθηκε η διατομή HEB 280 με βάση την δυσμενέστερη φόρτιση από την γερανογέφυρα.

Αντίστοιχα, για την στήριξη της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας δυναμικότητας 5t, επιλέχθηκε η διατομή HEA 220.

5 Έλεγχος βελών

5.1 Γενικά

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε μερικές περιπτώσεις μπορεί επίσης να είναι αναγκαίο να εξασφαλίζεται ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερος σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικά δυναμικά φορτία ή περιέχουν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετατοπίσεις όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και βάση την ελαστική ανάλυση, ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων. Μεταξύ αυτών αναφέρονται οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής, οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στην λειτουργία των γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις οι αλλαγές στην στατική συμπεριφορά του φορέα, που μπορεί να είναι αρκετή για να προκαλέσει αστοχίες.

5.2 Έλεγχος βελών

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για τα δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

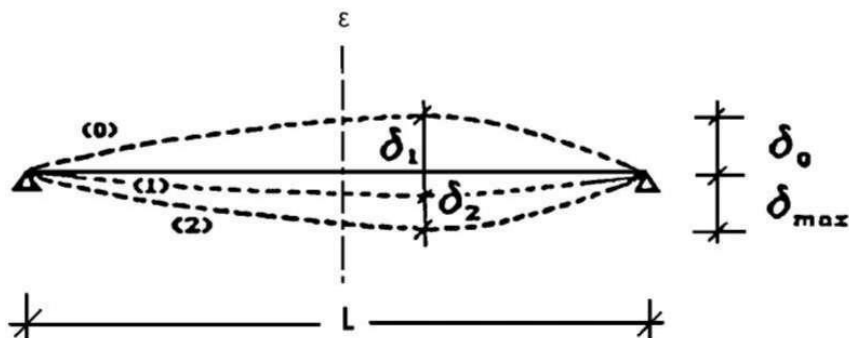
όπου

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Ο έλεγχος των βελών περιλαμβάνει τόσο το δ_{max} όσο και το δ_2 , με τα πιο αυστηρά όρια να εφαρμόζονται στο δεύτερο εξ αυτών.



Σχήμα 5.1

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του παρακάτω πίνακα 5.1.

Φορέας	δ_{\max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/200	L/300

Πίνακας 5.1:Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

Η στέγη του υπό μελέτη κτιρίου ανήκει στην κατηγορία των μη βατών στεγών άρα για τα ζυγώματα θα έχω:

$$\delta_{\max,1} = L/200 = 6,87\text{cm} \quad \text{και} \quad \delta_{\max,2} = L/200 = 5,36\text{cm}$$

$$\delta_{2\max,1} = L/250 = 5,49\text{cm} \quad \text{και} \quad \delta_{2,\max,2} = L/250 = 4,29\text{cm}$$

Για τα όρια των οριζόντιων μετακινήσεων πρέπει να ισχύει:

$$U_{\max} = H/150 \quad (\text{όπου } U \text{ η οριζόντια μετακίνηση και } H \text{ το ύψος του κτιρίου)}$$

$$\text{Στην δική μας περίπτωση } U_{\max} = H/150 = 1100\text{cm}/150 = 7,33\text{cm}.$$

Κατακόρυφες μετατοπίσεις

Για τα ζυγώματα διατομής IPE 330 τα βέλη κάμψης που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα SCIA για ανάλυση με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι:

$$\delta_1 = 0,79\text{cm}$$

$$\delta_2 = 5,15\text{cm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 0,79 + 5,15 = 5,94 < \delta_{\max} = 6,87\text{cm}$$

Για τα ζυγώματα διατομής IPE 300 τα βέλη κάμψης που υπολογίστηκαν θα είναι:

$$\delta_1 = 0,32\text{cm}$$

$$\delta_2 = 3,52\text{cm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 0,32 + 3,52 = 3,84 < \delta_{\max} = 5,49\text{cm}$$

Παρατηρούμε ότι τα μέγιστα βέλη κάμψης δεν ξεπερνούν τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές.

Οριζόντιες μετατοπίσεις

Αφού γίνει ανάλυση του κτιρίου με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εντοπίζεται η μέγιστη μετακίνηση κατά X και η μέγιστη κατά Y του κτιρίου.

$$U_{x,\max} = 4,55\text{cm} < U_{\max}$$

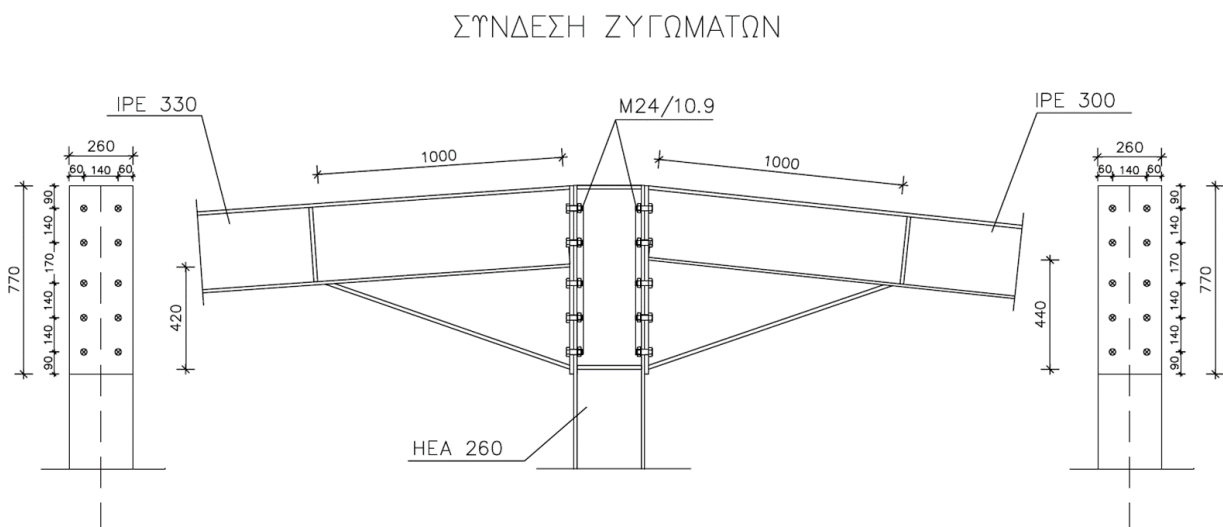
$$U_{y,\max} = 3,75\text{cm} < U_{\max}$$

Παρατηρούμε ότι τηρούνται τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων.

6 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια υπολογίσθηκαν στο πρόγραμμα Scia ώστε να ικανοποιούν την δυσμενέστερη φόρτιση στα πλαίσια όμως εξοικονόμησης υλικού. Παρακάτω ακολουθεί και ο λεπτομερής σχεδιασμός τους σε Autocad.

6.1 Σύνδεση ζυγμάτων



Σχήμα 5.1: Σύνδεση ζυγμάτων

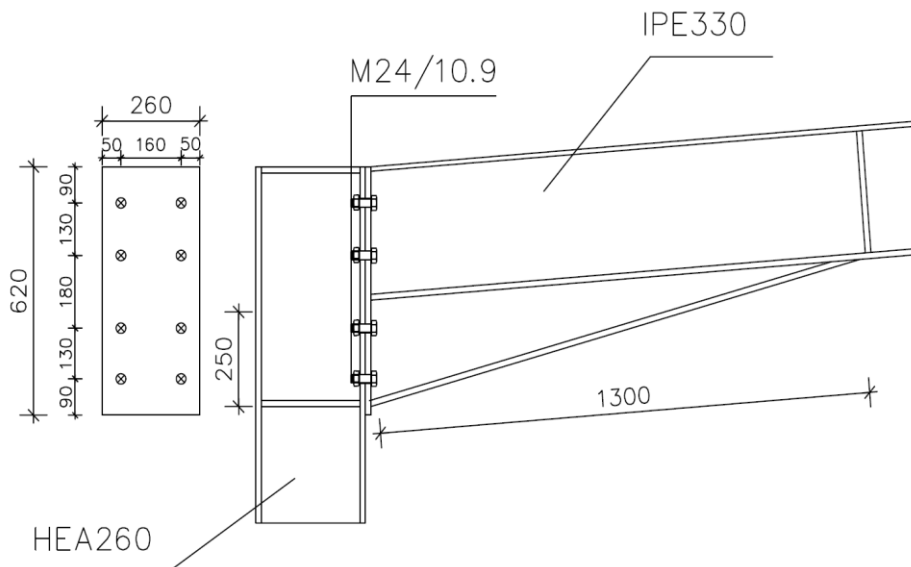
Όνομα	connection 34
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kN]	133,05
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	855,64
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	915,02
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,85
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,02
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,06
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	3,0785e+01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm/rad]	5,9780e+01
M [kNm]	113,42
N [kN]	18,44
V [kN]	51,21
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	OK
Ασθενέστερο συστατικό	Κορμός στύλου σε θλίψη
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Κορμός στύλου σε θλίψη
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO7
Δοκός	B8

Πίνακας 5.1: Υπολογισμός σύνδεσης για την δοκό IPE 330

Όνομα	connection 34
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kN]	284,06
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	691,88
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	387,29
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,60
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,04
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,17
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	8,1930e+01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm/rad]	8,1930e+01
M [kNm]	170,66
N [kN]	24,85
V [kN]	64,03
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	OK
Ασθενέστερο συστατικό	Πέλμα στύλου σε κάμψη (Ft,fc,Rd)
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Κορμός στύλου σε θλίψη
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO3
Δοκός	B18

Πίνακας 5.2: Υπολογισμός σύνδεσης για την δοκό IPE 300

6.2 Σύνδεση ζυγώματος IPE 330- υποστυλώματος

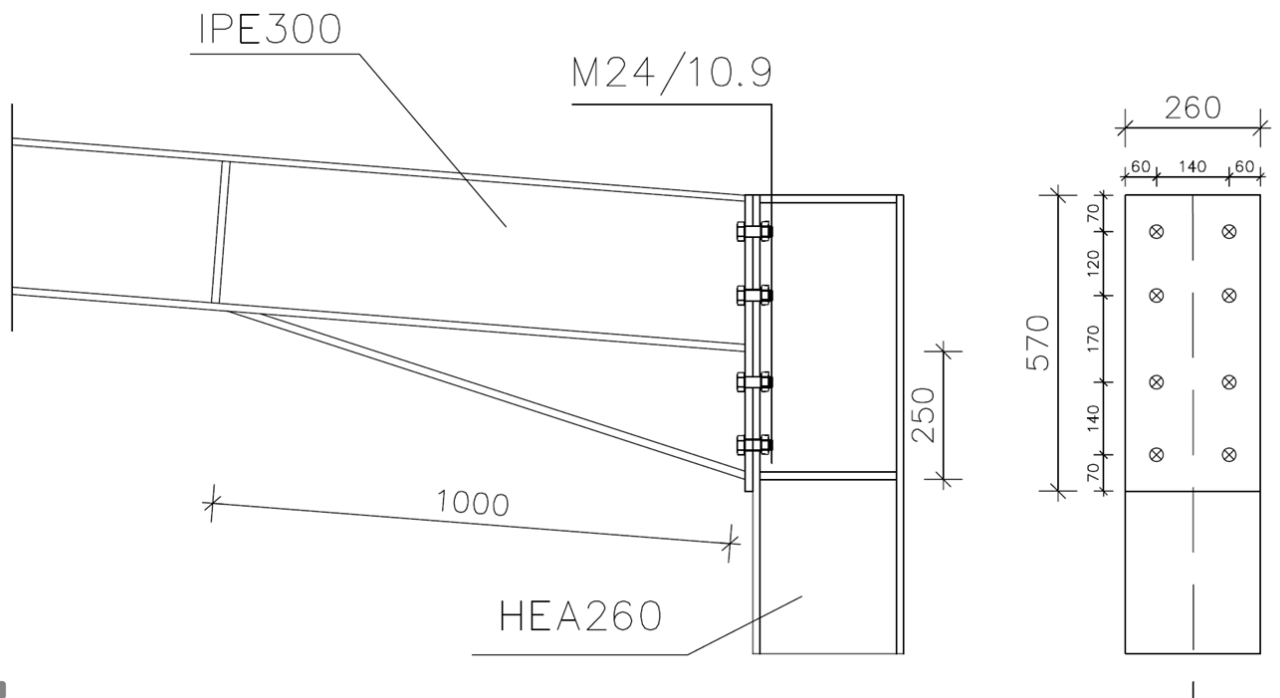


Σχήμα 5.2: Σύνδεση ζυγώματος IPE 330- υποστυλώματος

Όνομα	connection 30
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kN]	159,72
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	580,50
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	503,48
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,65
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,06
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,12
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	3,8609e+01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm...]	3,8609e+01
M [kNm]	103,41
N [kN]	36,40
V [kN]	-61,71
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	OK
Ασθενέστερο συστατικό	Πέλμα στύλου σε κάμψη (Ft,fc,Rd)
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Κορμός στύλου σε διάτμηση
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO7
Δοκός	B18

Πίνακας 5.3: Υπολογιστικός πίνακας σύνδεσης ζυγώματος IPE 330- HEA260

6.3 Σύνδεση ζυγώματος IPE 300- υποστύλωματος

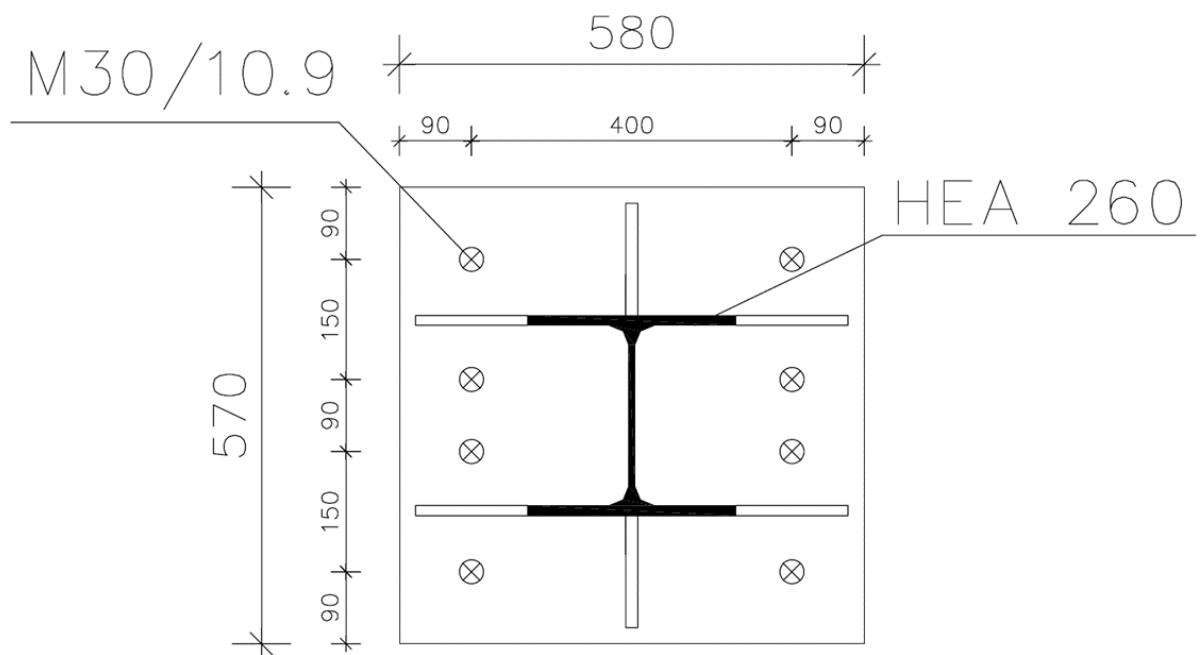


Σχήμα 5.3: Σύνδεση ζυγώματος IPE 300- υποστύλωματος

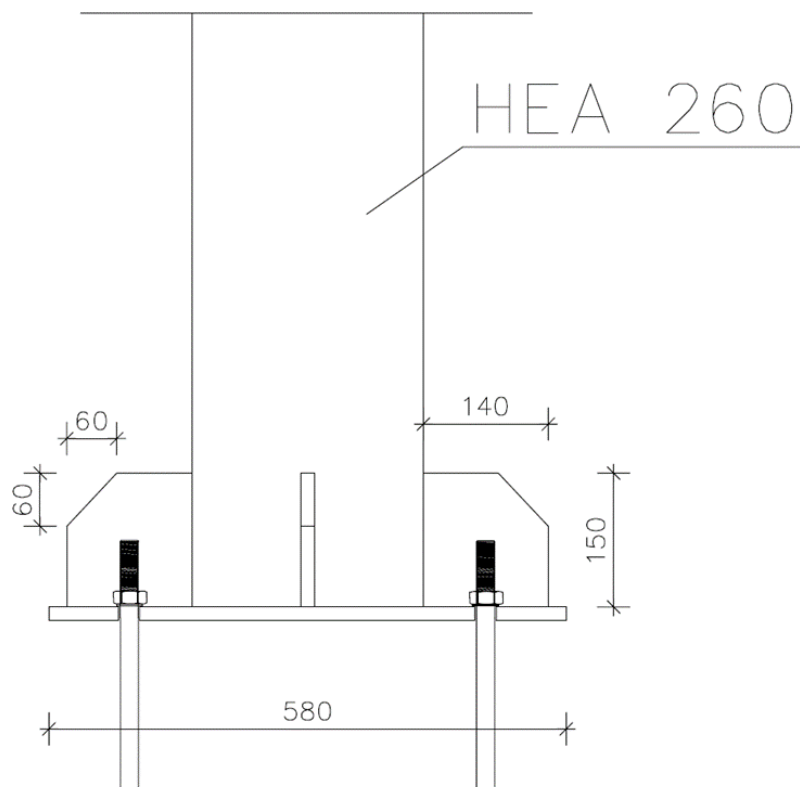
Όνομα	connection 28
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kN]	160,47
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	603,71
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	697,12
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,41
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,05
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,07
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/ra...]	4,3935e+01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm...]	4,3935e+01
M [kNm]	66,39
N [kN]	31,46
V [kN]	-47,30
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	OK
Ασθενέστερο συστατικό	Πέλμα στύλου σε κάμψη (Ft,fc,Rd)
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Κορμός στύλου σε διάτμηση
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO7
Δοκός	B8

Πίνακας 5.4: Υπολογιστικός πίνακας σύνδεσης ζυγώματος IPE 300- HEA 260

6.4 Έδραση υποστυλώματος



Σχήμα 5.4: Κάτοψη έδρασης

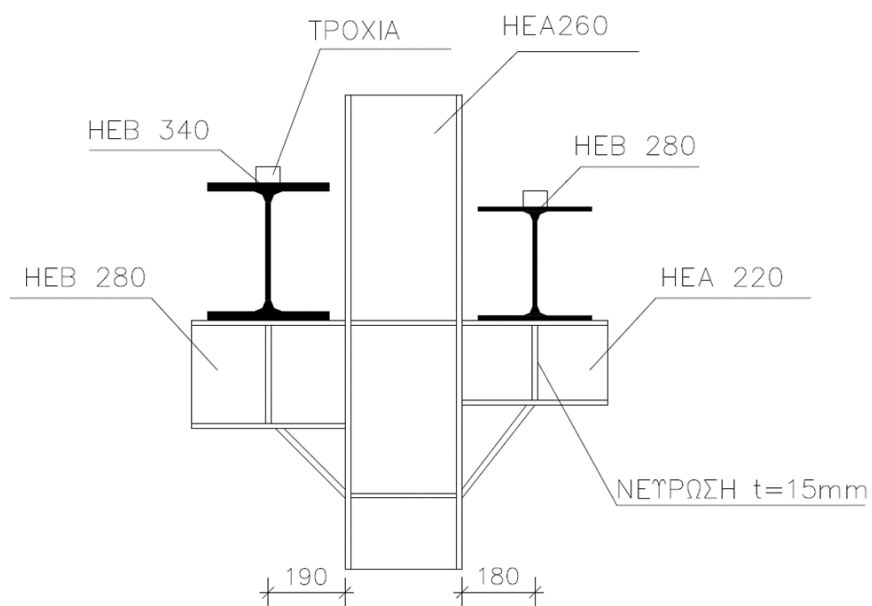


Σχήμα 5.5: Έδραση υποστυλώματος

Όνομα	connection 57
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kNm]	181,50
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	1286,91
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	610,37
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,74
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,01
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,07
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	1,5415e+02
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm/rad]	2,0360e+02
M [kNm]	134,14
N [kN]	18,25
V [kN]	-45,60
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	OK
Ασθενέστερο συστατικό	Πλάκα έδρασης σε εφελκυσμό.
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Σκυρόδεμα σε θλίψη
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO3
Δοκός	B11

Πίνακας 5.5: Υπολογιστικός πίνακας έδρασης υποστύλωματος

6.5 Σύνδεση προβόλων- υποστύλωματος



Όνομα	connection 16
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kN]	101,83
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	714,93
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	785,91
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,69
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,02
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,15
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	5,9840e+01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm/rad]	6,4572e+01
M [kNm]	-69,83
N [kN]	-14,45
V [kN]	116,54
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	Δεν είναι εντάξει
Ασθενέστερο συστατικό	Πέλμα στύλου σε κάμψη (Ft,fc,Rd)
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Κορμός στύλου σε διάτμηση
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO17
Δοκός	B64

Όνομα	connection 16
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [k...	136,51
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	1359,98
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [...]	1068,80
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,95
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,02
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,20
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/ra...	2,7608e+01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm...	7,1592e+01
M [kNm]	-129,52
N [kN]	-27,74
V [kN]	-216,28
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	Δεν είναι εντάξει
Ασθενέστερο συστατικό	Κορμός στύλου σε εφελκυσμό (Ft,wc,Rd)
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Κορμός στύλου σε διάτμηση
Φορτιστική κατάσταση/Συνδυασμός	CO1
Δοκός	B65

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση
5. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια CEN, Απρίλιος 2002
6. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις- Φορτία χιονιού CEN Ιούλιος 2003
7. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου CEN, Ιανουάριος 2004
8. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες- Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
9. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Γενικοί κανόνες- Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές Ι και Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ
12. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθήματος : Σιδηρές κατασκευές ΙΙΙ (Παράδειγμα επίλυσης γερανογέφυρας)
13. Ηλεκτρονική διεύθυνση της εταιρείας techscience για τα εγχειρίδια του προγράμματος Scia Engineer version 14:
http://www.techscience.gr/index.php?option=com_content&view=article&id=212&Itemid=296